

E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES y PUERTOS

PROYECTO FIN DE GRADO

SANEAMIENTO EN PARDIÑAS (GUITIRIZ)

SANITATION IN PARDIÑAS (GUITIRIZ)

DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA

Titulación: Grado en Tecnología en la Ingeniería Civil

Autor: Yésica Pereira Campo

Tutor: Gonzalo Mosqueira Martínez

Fecha: Septiembre de 2014



Fundación de la Ingeniería Civil de Galicia



Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos



Universidade da Coruña



DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA

1. MEMORIA DESCRIPTIVA

2. MEMORIA JUSTIFICATIVA

- ANEJO Nº 1: SITUACIÓN ACTUAL
- ANEJO Nº 2: ESTUDIO DEMOGRÁFICO, CÁLCULO DE CAUDALES Y CARGAS CONTAMINANTES
- ANEJO Nº 3: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS
- ANEJO Nº 4: ANÁLISIS DE LA E.D.A.R. ACTUAL DE GUITIRIZ
- ANEJO Nº 5: PLIEGO DE BASES
- ANEJO Nº 6: EXPROPIACIONES
- ANEJO Nº 7: ESTUDIO GEOTÉCNICO
- ANEJO Nº 8: SERVICIOS AFECTADOS
- ANEJO Nº 9: JUSTIFICACIÓN DE PRECIOS

DOCUMENTO Nº 2: PLANOS

1. SITUACIÓN GENERAL
2. TRAZADO DE LA RED
3. E.D.A.R.

DOCUMENTO Nº 3: PRESUPUESTO

1. MEDICIONES
2. CUADRO DE PRECIOS Nº 1

ÍNDICE GENERAL





3. PRESUPUESTO

4. RESUMEN DEL PRESUPUESTO





DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA





MEMORIA DESCRIPTIVA





ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. OBJETO DEL ANTEPROYECTO
3. SITUACIÓN DE LAS OBRAS
4. DATOS DE PARTIDA
 - 4.1. POBLACIÓN Y CAUDALES
 - 4.2. CARGAS CONTAMINANTES
 - 4.3. CARACTERÍSTICAS DE VERTIDO
5. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA
6. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS
 - 6.1. INTRODUCCIÓN
 - 6.2. RED DE SANEAMIENTO
 - 6.2.1. Pozo de bombeo
 - 6.3. OBRAS DE LA E.D.A.R.
 - 6.3.1. Línea de agua
 - 6.3.2. Línea de fangos
7. EXPROPIACIONES
8. SERVICIOS AFECTADOS
9. PRESUPUESTOS
10. DOCUMENTOS QUE INTEGRAN EL ANTEPROYECTO
11. CONSIDERACIONES FINALES





1. INTRODUCCIÓN

El presente conjunto de documentos se presenta como anteproyecto fin de grado para la obtención del grado de Ingeniero en Tecnología Civil en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de A Coruña.

Debido al carácter académico del mismo algunos de los datos empleados en la elaboración del anteproyecto no tienen por qué coincidir con la realidad, al no poder realizarse, en su totalidad, la comprobación de todos los parámetros utilizados. Sin embargo, se han supuesto dichos valores de una forma racional de modo que su diferencia con los valores reales no sea excesiva.

2. OBJETO DEL ANTEPROYECTO

El presente anteproyecto tiene como objeto la redacción del proyecto constructivo de una red de saneamiento y una Estación Depuradora de Aguas Residuales para la parroquia de Pardiñas, ubicada en el municipio de Guitiriz (provincia de Lugo), y para la Estación de Servicio de Guitiriz, ubicada en el km 538 de la A-6.

Dicha zona del ayuntamiento carece en la actualidad de servicio de saneamiento, con lo que el vertido de sus aguas residuales se realiza a praderas y regatos. Sin embargo, el núcleo de Pardiñas fue previsto de una red de colectores principal que se encargaría de conducir las aguas hasta una fosa que nunca se llegó a poner en funcionamiento, posiblemente por no reunir los requisitos técnicos necesarios, además de estar en un terreno inundable e inadecuado para esta misión.

Se pretende aprovechar estos colectores que nunca han dado servicio para equipar a toda la zona de Pardiñas: el núcleo rural, las viviendas próximas a la N-6 (San Juan y Péngamo) a las que se dejó aisladas de cualquier posible saneamiento, y al área de servicio de la A-6; de una red de saneamiento acompañada de su correspondiente EDAR apta y eficaz para la situación actual y futura de población y desarrollo industrial.

Tras estudiar cuál podría ser la mejor solución a este problema, se obtiene como mejor alternativa la conexión de estas aguas residuales a la red de saneamiento del núcleo de Guitiriz, con la correspondiente ampliación de su E.D.A.R., queriendo destacar que a día de hoy ya se ha quedado

pequeña tras estos pasados años en los que Guitiriz, como otros muchos núcleos, ha experimentado un considerable auge en la construcción, lo que implica mayor número de viviendas conectadas a la red.

Se ha querido ser un tanto más ambicioso en el alcance del proyecto de lo estrictamente necesario. Esto quiere decir que se va a diseñar la capacidad de tratamiento de esta planta, tanto para este aumento de población que ya se ha mencionado que se va a conectar; como para toda la población presente y futura que podría tener el núcleo de Guitiriz según el censo y los datos del INE de viviendas principales, secundarias, vacías, plazas hoteleras, hostales, pensiones y casas rurales que posee la villa.

Con la ampliación de la Estación Depuradora de Aguas Residuales se asegura el cumplimiento de la Directiva Comunitaria 91/271/CEE, en la que se fijan los valores máximos de contaminantes en el vertido de las aguas residuales al medio receptor.

El proyecto está constituido por la construcción de 2.084 m de colectores por gravedad, de los cuales un tramo discurre por debajo de la A-6, por lo que se realizará una perforación dirigida, y 435 m de colectores por impulsión; que en su conjunto recogen los caudales generados en los núcleos saneados y los traslada hasta la E.D.A.R. de Guitiriz, para verterlos tras el tratamiento al río Landroil.

3. SITUACIÓN DE LAS OBRAS

El presente proyecto de saneamiento y depuración de la parroquia de Pardiñas se desarrolla dentro del territorio que abarca el ayuntamiento de Guitiriz, en la provincia de Lugo.

El municipio de Guitiriz limita por el norte con los ayuntamientos de Monfero (A Coruña) y Xermade (Lugo), por el este con el de Villalba (Lugo) y Begonte (Lugo), por el sur con el de Friol (Lugo); y por el oeste con los de Curtis (A Coruña) y Sobrado (A Coruña).

Su situación geográfica se encuentra entre 43° 06' y 43° 20' latitud Norte, y entre los 7° 41' y 7° 58' longitud Oeste según el Meridiano de Greenwich.





Todo ello supone una población total en el año horizonte de proyecto, año 2039, de 5.893 habitantes. Los datos extraídos del ANEJO Nº2: “ESTUDIO DEMOGRÁFICO, CÁLCULO DE CAUDALES Y CARGAS CONTAMINANTES” se recogen en la siguiente tabla:

CAUDAL MEDIO A SATURACIÓN FUTURO	
m³/d	1.189,512
L/s	330,420
CAUDAL PUNTA A SATURACIÓN FUTURO	
m³/d	2.403,264
L/s	667,573

4.2. CARGAS CONTAMINANTES

Las concentraciones de los contaminantes característicos de las aguas residuales deben formar parte de los datos de partida de un proyecto de depuración. Estas concentraciones en combinación con los caudales darán lugar a las cargas de trabajo (carga (g/d) = caudal (m³/d) x concentración (mg/L)) de cada uno de los procesos de una Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR).

Los resultados obtenidos se resumen en la siguiente tabla:

CONCENTRACIONES FINALES DE CONTAMINACIÓN	
DBO5 (mg/L)	371,56
SS (mg/L)	445,87
NTK (mg/L)	74,31
Nitrógeno en forma de NH4 (mg/L)	44,59
P Total (mg/L)	22,29
P Orgánico (mg/L)	7,43
Coliformes fecales (CF/L)	9.908.281,56

Las obras objeto de este proyecto se ejecutarán en el núcleo urbano de Guitiriz y en la parroquia de Pardiñas y sus intermediaciones.

4. DATOS DE PARTIDA

4.1. POBLACIÓN Y CAUDALES

El vertido a sanear proviene de los núcleos de:

- ✓ Pardiñas
- ✓ San Juan y Pégamo
- ✓ Área de servicio de Guitiriz (A-6, km 538)
- ✓ Guitiriz (núcleo urbano)



4.3. CARACTERÍSTICAS DE VERTIDO

La depuradora se ha diseñado para obtener los siguientes parámetros de calidad en el efluente, de acuerdo con la Directiva Comunitaria 91/271/CEE. Esta Directiva se enmarca dentro de las medidas tomadas tanto a nivel nacional como a nivel europeo para la protección ambiental, en especial para la protección del medio acuático.

El grado de tratamiento exigido por la Directiva a los vertidos depende del tipo de medio acuático al que se vierte, de la zona en la que está instalada la depuradora de aguas residuales y del tamaño de la aglomeración urbana que genera el vertido. En la siguiente tabla se pueden ver los tratamientos mínimos exigidos en función de las variables antes mencionadas:

Aglomeración P (en h-e)	Zona menos sensible	Zona normal		Zona sensible
	Estuarios	Aguas dulces y estuarios	Alta montaña	Aguas dulces y estuarios
< 2.000	T.A.	T.A.	T.A.	T.A.
$2.000 \leq P < 10.000$	T.1º	T.2º	T.2º *	T.2º
≥ 10.000	T.2º	T.2º	T.2º *	T.3º

Grado de tratamiento mínimo exigido en vertido a aguas dulces y estuarios

- T.A. (Tratamiento adecuado): proceso de tratamiento en el que se han de cumplir los objetivos de calidad de las aguas receptoras y las Directivas europeas.
- T.1º (Tratamiento primario): proceso que cumple los requisitos de eliminación de SS y DBO₅.
- T.2º (Tratamiento secundario): proceso que cumple los requisitos de eliminación de DBO₅, SS y DQO. En general, se sigue un tratamiento biológico.
- T.3º (Tratamiento terciario): tratamiento con procesos de eliminación de nutrientes, N y/o P.

De acuerdo con el Plan de Saneamiento de Galicia 2000-2015, en el que se definen las zonas menos sensibles, normales y sensibles en dicha comunidad, la EDAR de Guitiriz realiza su vertido en una zona clasificada como normal.

Por tanto, en la zona que nos ocupa, con una población entre 2.000 hab-eq 10.000 hab-eq y vertido a aguas dulces en zona clasificada como normal, la directiva nos exige un tratamiento secundario, como el que existe actualmente.

Las características exigibles al efluente de la futura Estación Depuradora de Aguas Residuales son:

Parámetro	Rango exigible	Reducción mínima (%)
DBO ₅	≤ 25 mg/l	70-90 en tratamiento secundario
DQO	≤ 125 mg/l	75 en tratamiento secundario
SS	≤ 35 mg/l	90 en tratamiento secundario
NTK (Nitrógeno total)	≤ 20 mg/l	70-80 (sólo áreas sensibles)
P _{total} (Fósforo total)	≤ 2 mg/l	80 (sólo áreas sensibles)
pH	5,5 - 9,0	

5. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

En el Estudio de Alternativas se plantean las distintas posibilidades en las que se podría materializar la solución final de proyecto. De entre todas las soluciones posibles se han considerado tres como objeto de estudio, que son las siguientes:

Alternativa I: Construcción de una E.D.A.R. independiente que dé servicio a la definida zona de actuación que se compone de los siguientes puntos:

- ✓ Pardiñas
- ✓ San Juan y Pégamo
- ✓ Área de servicio de Guitiriz (A-6, km 538)



La nueva E.D.A.R. se ubicará en una parcela colidante al río Dá o río Pardiñas en una zona que permita llevar todas las conducciones a ella por gravedad.

Alternativa II: Conexión de la población a sanear a la red de saneamiento del núcleo de Guitiriz, con la correspondiente ampliación de su E.D.A.R. En esta alternativa surge además satisfacer otra nueva necesidad, que es la de suplir las carencias que tiene la actual E.D.A.R. para satisfacer las necesidades del núcleo de Guitiriz, que ha crecido en mayor medida de lo que se estimó en la redacción de su proyecto, y ahora se ha quedado pequeña, y más aún en época estival. Lo cual quiere decir que la población de proyecto aumenta al incluir toda la población del núcleo de Guitiriz, teniendo en cuenta la población presente y las expectativas de crecimiento: viviendas principales, secundarias, vacías, plazas hoteleras, hostales, pensiones y casas rurales que posee la villa, que han aumentado en estos años y es posible que lo sigan haciendo.

No se planteará modificar la actual red de saneamiento del núcleo de Guitiriz.

Alternativa III: Prolongar la red hasta el Parque Empresarial de Guitiriz, que ya posee servicio de saneamiento y en este punto se realizará su tratamiento. De nuevo la población a sanear es la misma que la de partida:

- ✓ Pardiñas
- ✓ San Juan y Péngamo
- ✓ Área de servicio de Guitiriz (A-6, km 538)

De modo que sería necesario bombear las aguas residuales para poder conducir las hasta el polígono y ampliar las instalaciones de tratamiento de las aguas residuales del Parque Empresarial de Guitiriz.

En las tres alternativas planteadas se aprovechará la red de colectores existente.

Definiendo en detalle las tres posibles soluciones y exponiendo sus ventajas e inconvenientes se han valorado atendiendo a criterios económico-financieros, funcionales y ambientales con sus correspondientes pesos de ponderación.

Se muestra a continuación la matriz final de selección:

MATRIZ FINAL DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS				
	Alternativa I	Alternativa II	Alternativa III	Pesos
CRITERIOS ECONÓMICOS				
Costes construcción	10	9,95	7,11	0,15
Costes explotación	10	8,89	9,44	0,2
Peso parcial				0,35
CRITERIOS FUNCIONALES				
Superficie	8	6	8	0,03
Ampliación	7	6	9	0,03
Accesibilidad	8	10	8	0,03
Topografía	7	8	7	0,05
Inundabilidad	7	8	9	0,09
Acometidas	8	9	8	0,04
Calidad	8	8	8	0,03
Peso parcial				0,3
CRITERIOS AMBIENTALES				
Morfología	7	9	6	0,05
Agua	8	9	4	0,07
Atmósfera	8	7	8	0,04
Medio socioeconómico	7	6	9	0,07
Flora y fauna	5	7	4	0,07
Paisaje	7	6	8	0,05
Peso parcial				0,35
VALORACIÓN FINAL	8,15	8,22	7,63	1,00

De este estudio ha resultado como solución más ventajosa la Alternativa II.

6. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

6.1. INTRODUCCIÓN

Las obras recogidas en el anteproyecto se dividen en dos actuaciones:

- ✓ Conexión de las conducciones hechas en el núcleo rural de Pardiñas con la red de saneamiento de Guitiriz, de modo que se concentren los caudales en la propia Estación Depuradora de Aguas Residuales de Guitiriz para su posterior tratamiento.



- ✓ Ampliación de una Estación Depuradora de Aguas Residuales para el tratamiento de los caudales recogidos de ambas aportaciones.

A pesar de formar parte de un mismo proyecto, y de establecer una relación entre ellas, se describe cada actuación por separado.

6.2. RED DE SANEAMIENTO

La ampliación del trazado de los colectores existentes recoge los vertidos de los núcleos de Pardiñas, San Juan, Pégamo, área de servicio de Guitiriz (A-6, km 538) y el propio centro urbano de Guitiriz. Se procederá a construcción de los nuevos tramos de colectores para la recogida de aguas residuales, siendo necesaria la ejecución de un único bombeo.

El trazado de la red final se realizará utilizando colectores de PVC de 315 mm de diámetro para las conducciones por gravedad y para la impulsión se utilizará tubería de polietileno de 90mm de diámetro, procurando siempre que sea posible que ambas discurran a través del viario existente o por terrenos públicos.

Los tramos de colectores que habría que construir y conectar a los ya existentes son los siguientes:

- Ramal área de servicio: 521 m
 - Tramo mediante perforación dirigida: 46 m (a mayores)
- Ramal a EDAR: 1.156 m
- Colector hasta la red de Guitiriz:
 - Conducción por impulsión: 435 m
 - Conducción por gravedad: 407 m

Lo que supone un total de:

- Conducciones por gravedad: 2.084 m
 - Tramo de perforación dirigida: 46 m
- Conducciones por impulsión: 435 m, (altura de bombeo: 8 m)

6.2.1. Pozo de bombeo

El pozo de bombeo se ubica en el punto más bajo de la red de Pardiñas, junto a la N-VI, y recibe todos los vertidos que recoge la nueva red de colectores. El pozo cuenta con una cámara de recogida del agua, una cámara en donde se instala un desbaste mediante rejillas de limpieza automática y que cuenta además con una compuerta para poder evitar el paso del agua, una cámara de bombeo y una última cámara seca.

El agua impulsada se vierte a una tubería de impulsión de polietileno de 90 mm de diámetro que se conectará en un punto alto a conducción por gravedad hasta llegar a la red de saneamiento de Guitiriz.

Se ha decidido instalar dos bombas, una de ellas de reserva, que sean capaces de impulsar cuatro veces el caudal horario punta que llega al pozo. De esta manera la bomba no tendrá un funcionamiento continuo y arrancará un número de veces al día cuando llegue a un nivel de agua en la cámara de bombeo determinado. Gracias a esto se conseguirá un mayor rendimiento de la bomba y un menor gasto energético ya que para menores caudales los rendimientos no son adecuados.

El pozo cuenta con un aliviadero que mediante un colector evacuaría el agua que no sea posible bombear al río Pardiñas o río Dá.

6.3. OBRAS DE LA E.D.A.R.

La E.D.A.R. de Guitiriz se ubica en una parcela situada al sureste del núcleo urbano (al sur de su eje principal que es la N-6), sobre el margen derecho del río Landroil (Forxá o Escádebas, por ser este último la población en donde nace) y abarca una superficie de aproximadamente 2.940 m².

El agua bruta llegará a la depuradora a través de un colector, en donde se intercalará un pozo de registro y desde el cual se derivará a la E.D.A.R., hasta conectar con la obra de llegada, en donde se ha dispuesto el aliviadero y el by-pass general de la planta.

La red de saneamiento es unitaria, por lo que se han dispuesto los dispositivos necesarios en la llegada a la E.D.A.R., para eliminar el agua de lluvia y los excesos sobre los caudales previstos.

Será necesario expropiar una superficie útil de 1.267 m² a mayores al sur de la parcela en la que se encuentra la E.D.A.R. para poder instalar en esta nueva incorporación el reactor del proceso biológico de fangos activos, que va a ser la principal novedad con respecto a la actual línea de procesos.

Todos los procesos que sean capaces de soportar el aumento del caudal que llegará a la E.D.A.R., se mantendrán y se ampliarán aquéllos otros que no aseguren el correcto funcionamiento,



aprovechándolos en la medida de lo posible para reducir los costes que ocasionará la ampliación y la futura explotación de la misma.

La E.D.A.R. está formada por una línea de agua y una línea de fangos. Cada una de ellas se explica brevemente a continuación.

6.3.1. Línea de agua

La línea de agua está formada por las líneas de tratamiento necesarias en cada etapa de depuración que permitirán tanto la correcta depuración del agua como labores de mantenimiento y reparación que puedan ser necesarias sin suspender o reducir el tratamiento definido.

A continuación se resumen las principales operaciones unitarias que forman la línea de agua de la E.D.A.R.:

- ❖ Obra de llegada.
- ❖ Pretratamiento.
- ❖ Tratamiento biológico, formado por el proceso biológico de biomasa en suspensión de baja carga de fangos activos.
- ❖ Decantación secundaria.
- ❖ Vertido final del efluente al río.

Obra de llegada, aliviadero y by-pass general

La estación depuradora recibe las aguas a tratar por medio de dos colectores existentes, que trae las aguas residuales a la instalación. En la arqueta se encuentra una compuerta que permite que las aguas brutas entren a la EDAR o se realice el by-pass general de la misma.

En esta arqueta de entrada se instala el aliviadero de pluviales, vertiendo todo aquel caudal en exceso que supere el de diseño admisible en la estación depuradora. Estas aguas se dirigen por gravedad a una arqueta existente para ser conducidas por el by-pass existente de DN-80 al río.

Como la red de colectores que posee Guitiriz se ha conservado para esta actuación, está claro que la capacidad de transporte va a ser la misma, dado que los diámetros de las conducciones son los mismos.

Teniendo esto en cuenta, tanto el aliviadero como el by-pass general, no necesitan ser redimensionados, ya que los caudales instantáneos que puede transportar la red como máximo van a ser los mismos.

Pretratamiento

- **Pozo de gruesos**

Antes del bombeo de agua bruta se ubicará un pozo de gruesos. El pozo de gruesos tiene una superficie de 3,00 m x 2,50 m y una profundidad de 4,20 m. Está aireado por difusores de burbuja gruesa en un lateral, con lo que se mantienen en suspensión aquellos elementos que no se desea decanten en esta unidad, así como para controlar las condiciones del agua.

El pozo de gruesos se diseña para el caudal máximo de tratamiento, estableciendo un tiempo de retención hidráulica que permita la decantación de sólidos gruesos, gravilla y arenas. Los sólidos son evacuados mediante una cuchara bivalva de 100 L de capacidad.

Entre esta unidad y el pozo de bombeo, se ha montado para desbaste grueso una reja recta de limpieza manual mediante rastrillo. Esta reja tiene la misión de proteger las bombas de sólidos como tablas y plásticos. La reja tiene una sección de 0,50 m de ancho útil por 0,30 m de calado a caudal máximo y una luz de paso de 40 mm.

- **Bombeo de agua**

El agua residual que proviene del pozo de gruesos debe ser impulsada para que pueda discurrir por gravedad en las etapas siguientes. Además esto permite construir los depósitos elevados, con lo que se puede facilitar la construcción y disponer de altura de vertido.

El procedimiento de impulsar agua bruta predesbastada y desarenada, permite disponer de condiciones para poder instalar sistemas compactos de alta eficacia como el tamiz rotativo autolimpiante. La elevación de agua bruta es directamente a este elemento de desbaste muy fino.

El sistema de bombeo deberá tener la capacidad suficiente para elevar el caudal máximo de diseño de la EDAR, teniendo en cuenta la variación de la altura geométrica dentro del pozo. Con lo cual se dimensionará el sistema de elevación del agua bruta para el caudal 148,68 m³/h.



El pozo de bombeo tiene una superficie de $7,50 \text{ m}^2$ y una altura total de 4,20 m. Se emplearán tres electrobombas sumergibles con un caudal unitario de bombeo de $148,68 \text{ m}^3/\text{h}$, dos en funcionamiento y una de reserva. El funcionamiento de las bombas está totalmente automatizado; el control de los arranques y paradas en cascada de las bombas, se realiza con detectores de nivel montados en el pozo.

- **Medida de caudal**

La obra de llegada recibe el caudal máximo que ha sido capaz de transportar (por gravedad o mediante impulsiones directas) la red de saneamiento y en ella se determina el caudal máximo que va a tratar la EDAR. El caudal en exceso será derivado hacia la conducción de by-pass general.

Es importante conocer el balance final de caudal tratado y caudal “by-paseado” para conocer la eficiencia del sistema.

Conocer los dos caudales implica disponer de, al menos, dos caudalímetros para poder realizar el balance de masas.

- **Desbaste fino (tamizado)**

El agua predesbastada llega a esta etapa del pretratamiento que cuenta con dos microtamices rotativos autolimpiantes, para el afino en el proceso de eliminación de los sólidos de mayor tamaño. Tal y como se recomienda en las ITOHG-Serie EDAR, (a partir de ahora, ITEDAR).

Los tamices rotatorios constarán de los siguientes elementos:

- Un tambor filtrante.
- Un cuerpo de filtro, construido en acero inoxidable. En él se fija el tambor filtrante en su parte delantera mediante rodamientos. En la parte posterior dispone de un depósito receptor del líquido a tamizar.
- Una rasqueta limpiadora que elimina los sólidos depositados en la superficie del tambor filtrante.
- Un grupo de accionamiento acoplado directamente sobre el eje del tambor filtrante.
- Un depósito receptor del líquido filtrado construido en acero inoxidable.
- Un tubo de lavado, situado en el interior del tambor filtrante, provisto de toberas que proyecta agua a presión sobre la cara interior del cilindro efectuando una completa limpieza.

El diámetro del tambor de los microtamices es de 632 mm y su longitud, de 900 mm. La luz de paso es de 3 mm y el caudal máximo unitario es de $163 \text{ m}^3/\text{h}$.

Se dispondrá de igual forma un tornillo prensa transportador detrás de los tamices para llevar los residuos retirados a un punto fácilmente accesible, donde se instalará el adecuado sistema de recogida, en contenedores, para su evacuación.

- **Desarenador – desengrasador**

Se proyectará un sistema combinado de desarenado y aireación con desemulsión y separación de grasas, disponiendo según los cálculos realizados (ver ANEJO Nº4: “ANÁLISIS DE LA E.D.A.R. ACTUAL DE GUITIRIZ”) dos desarenadores aireados de $4.55 \times 2.20 \text{ m}$ con un calado mínimo de 1.5 m y un resguardo a Q_{max} de 0,50 m.

Cada unidad está calculada para que la velocidad de flujo horizontal a caudal máximo, permita la sedimentación de las partículas de arena de tamaño igual o superior a 0,2 mm.

La extracción de los sólidos sedimentados en el fondo del desarenador se realizará mediante una bomba neumática (air-lift o mamut) que los elevará hasta una era de secado (lecho de arena) situada junto al desarenador, donde perderán el agua acompañante por drenaje y evaporación.

Debido a su misión de desengrasador, se ha previsto una velocidad ascensional que permita la separación y flotación de las grasas desenmulsionadas y todas aquellas partículas de densidad similar.

Las grasas y flotantes serán impulsadas a un separador de grasas mediante una bomba neumática de aspiración en superficie.

Cada desarenador será aislable mediante las correspondientes compuertas de canal situadas a la entrada, para su reparación y limpieza. Las arenas y grasas se almacenarán en contenedores dentro del módulo de pretratamiento y se enviarán posteriormente a vertedero controlado y autorizado para tratar tales residuos.

Tratamiento biológico



Una vez realizado el pretratamiento, se trata de reducir ahora en la mayor proporción posible la contaminación que el efluente lleva consigo en cuanto a materia carbonácea y elementos nitrogenados. Para ello se va a plantear como solución un **reactor de fangos activos**, debido a que el proceso biológico de biomasa en suspensión de baja carga es una opción tecnológica recomendada para aglomeraciones urbanas con una población equivalente mayor de 1.000 habitantes.

Todo proceso de fangos activos es un sistema que comprende el tanque del reactor biológico con su equipo de aireación y el tanque decantador secundario, y ambos tanques conectados a través de la recirculación de lodos.

El reactor biológico posee una longitud de 42m y un ancho de 14m. El calado adoptado es de 3,57 m y el resguardo de 0,50. Lo cual supone un volumen adoptado de 2.104,64 m³.

La configuración hidráulica del sistema garantizará que, frente a las normales variaciones de caudal (Q_{min} a Q_{max}), la superficie del agua no variará más de 30 mm. A efecto de cálculo del oxígeno, no se considerará esta variación.

Se dotarán las cubas de oxidación con agitadores sumergidos para la creación de flujo y evitar sedimentación de sólidos. Se garantizará una velocidad de circulación entre 25 y 30 cm/s en la situación de circulación más adversa.

Decantador secundario

La separación de los sólidos después del reactor biológico se realizará mediante clarificadores secundarios. Este proceso es obligatorio al realizarse el tratamiento biológico en media-alta carga y todo el fango extraído en este proceso se conducirá al proceso de espesamiento.

El afluente será conducido al decantador por una tubería que partirá del pozo que recoge el efluente del biológico y discurrirá enterrada en toda su longitud. La entrada de agua en el decantador se realizará mediante un cilindro central de entrada.

Se dispondrá un decantador circular de 29 m de diámetro y 4,20 m de calado.

La recogida del efluente tratado se realizará a través de un vertedero perimetral dentado tipo Thomson, que da paso a un canal de recogida. En un punto de dicho canal se situará una tubería de que recogerá el efluente ya clarificado y lo conducirá a la arqueta de vertido.

Para la recogida de fangos, se dispone una poceta circular en el centro del decantador que recoge el fango barrido por las rasquetas que cuelgan del puente del decantador.

La purga se realiza desde la poceta central a partir de electroválvulas temporizadas. El caudal de fangos extraídos se lleva a un pozo de bombeo y de allí irá al espesador.

El sistema de barrido de fangos se realiza a través de un puente de rasquetas giratorio. Las rasquetas cuelgan de un puente giratorio que va desde el centro a la periferia, realizándose la tracción desde la periferia mediante un carro tractor. La velocidad máxima de las rasquetas será de 0.6 m/min, para evitar la resuspensión de los fangos, y la pendiente de la solera será del 8 %.

Arqueta de vertido

Al final de instalación se dispondrá una arqueta al que llegarán las aguas tratadas de la por la E.D.A.R. y en la que se iniciará el colector de vertido, que trasladará el efluente tratado al río Landroil.

Además, también se producirá la conexión con el by-pass, que conducirá el agua sin tratar hasta la arqueta en caso de avería o interrupción de alguna parte del tratamiento.

6.3.2. Línea de fangos

Los fangos extraídos de la decantación secundaria serán recirculados en parte al reactor de fangos activos, o se extraerán de la línea de agua (fangos en exceso) y enviándose a la línea de fangos para su tratamiento. La estabilización se realizará en un espesador circular con la posterior deshidratación de los mismos por medio de una máquina centrífuga.

Espesado de fangos

Los fangos activados recogidos en la poceta central del decantador secundario se conducen por presión hidrostática a un pozo de bombeo. Estos fangos se conducen directamente de la purga de fangos en exceso a la campana de distribución de un espesador circular. El espesamiento se consigue por gravedad.



La recirculación externa e interna de los fangos decantados se realizará por bombas sumergidas. Estas impulsan los lodos, siendo el caudal medio previsto para la recirculación biológica de alrededor del 100% del caudal medio de agua a tratar.

La compactación y espesamiento del fango está ayudado por una reja giratoria de peines de accionamiento central. Un barredor de fondo arrastra el fango espesado a una pequeña poceta central de donde son aspirados y trasegados al secado.

La fase acuosa rebosa a un canal perimetral en la parte superior del espesador, de donde se conduce a cabecera de planta.

Se dimensiona un espesador de fangos por gravedad de 4 metros de diámetro y 3 metros de altura en vertedero.

Secado

La máquina deshidratadora de fangos es una centrífuga. Los fangos digeridos por un mezclador cónico donde se mezclan con un floculante polimerizado (polielectrolito) y quedan parcialmente floculados.

También se dispondrá de un dispositivo de dosificación de polielectrolito católico (5,5 kg de polielectrolito/m³ de fango a deshidratar, dosificándose la solución al 0,5 %), cuya misión es la de reducir la afinidad del agua con la materia sólida.

7. EXPROPIACIONES

Dado el carácter académico de este proyecto, no se realiza la identificación habitual del parcelario ocupado total o parcialmente por las obras, tanto de forma temporal como permanente, sino que el estudio del coste de las expropiaciones consistirá en una estimación aproximada a partir del área ocupada por las obras a realizar, suponiendo un coste por metro cuadrado a expropiar acorde con el tipo de terreno.

La red de saneamiento discurre por calles y carreteras públicas en la mayor parte de su trazado, no obstante 130 m del recorrido de los colectores es por un terreno privado, por lo que habrá que expropiar. A este terreno a expropiar hay que añadirle las expropiaciones correspondientes al terreno ocupado por

la ampliación de la depuradora y la superficie necesaria para construir el pozo de bombeo de la impulsión. Por tanto la superficie total a expropiar asciende a 3.572 m².

Tal como se indicó en el ANEJO Nº19: "EXPROPIACIONES" la calificación del terreno es rústico según el plan general de ordenación municipal. Se estima un valor de 8 €/m², ascendiendo el montante de las expropiaciones a un total de **28.576€ (VENTIOCHO MIL QUINIENTOS SETENTA Y SEIS EUROS)**.

8. SERVICIOS AFECTADOS

Los servicios afectados debido a la ejecución de las obras proyectadas son fundamentalmente la N-VI, debido a que el colector y la impulsión van en paralelo a esta vía, y la carretera que comunica el núcleo rural de Pardiñas con la N-VI, debido a que las conducciones por gravedad que se construirán discurrirán por su trazado.

Debido al carácter académico del mismo, no se dispone de cartografía detallada sobre las redes de servicios existentes en la zona por lo que no se puede determinar si va a haber algún servicio afectado a mayores del viario de comunicación.

9. PRESUPUESTOS

El importe del Presupuesto de Ejecución Material obtenido en el Documento Nº 3 del presente anteproyecto asciende a la cantidad de 1.905.778,29 € (UN MILLÓN NOVECIENTOS CINCO MIL SETECIENTOS SETENTA Y OCHO EUROS CON VEINTINUEVE CÉNTIMOS).

El presupuesto base de licitación obtenido en el Documento Nº 3, es el resultado de aplicar al Presupuesto de Ejecución Material, un 13% de Gastos Generales y un 6% de Beneficio Industrial, y posteriormente el 21% de I.V.A. Tras aplicar estos porcentajes, se obtiene un Presupuesto Base de Licitación que asciende a la cantidad de 2.744.130,17 € (DOS MILLONES SETECIENTOS CUARENTA Y CUATRO MIL CIENTO TREINTA EUROS CON DIECISIETE CÉNTIMOS).

El presupuesto para expropiaciones e indemnizaciones obtenido del Anejo de Expropiaciones del Documento Nº 1 del proyecto, asciende a 28.576€ (VENTIOCHO MIL QUINIENTOS SETENTA Y SEIS EUROS).



Finalmente, el presupuesto para conocimiento de la Administración será la suma del Presupuesto base de Licitación y del importe de expropiaciones e indemnizaciones. Por lo tanto, el resultado final buscado en este anejo es **2.772.706,17 € (DOS MILLONES SETECIENTOS SETENTA Y DOS MIL SETECIENTOS SEIS EUROS CON DIECISIETE CÉNTIMOS)**.

10. DOCUMENTOS QUE INTEGRAN EL ANTEPROYECTO

DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA

1. MEMORIA DESCRIPTIVA
2. MEMORIA JUSTIFICATIVA
 - ANEJO Nº 1: SITUACIÓN ACTUAL
 - ANEJO Nº 2: ESTUDIO DEMOGRÁFICO, CÁLCULO DE CAUDALES Y CARGAS CONTAMINANTES
 - ANEJO Nº 3: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS
 - ANEJO Nº 4: ANÁLISIS DE LA E.D.A.R. ACTUAL DE GUITIRIZ
 - ANEJO Nº 5: PLIEGO DE BASES
 - ANEJO Nº 6 : EXPROPIACIONES
 - ANEJO Nº7: ESTUDIO GEOTÉCNICO
 - ANEJO Nº 8: SERVICIOS AFECTADOS

DOCUMENTO Nº 2: PLANOS

1. SITUACIÓN GENERAL
 - 1.1. SITUACIÓN GENERAL
 - 1.2. ÁREA DE ACTUACIÓN
2. TRAZADO DE LA RED

- 2.1. ESQUEMA GENERAL
- 2.2. RED DE COLECTORES
3. E.D.A.R.
 - 3.1. E.D.A.R. EXISTENTE
 - 3.2. E.D.A.R DE PROYECTO

DOCUMENTO Nº 3: PRESUPUESTO

1. MEDICIONES
2. CUADRO DE PRECIOS Nº1
3. PRESUPUESTO
4. RESUMEN DEL PRESUPUESTO

9. CONSIDERACIONES FINALES

Mediante la totalidad de los documentos integrantes del presente anteproyecto, se considera que se define suficientemente la solución técnica de las obras, fijando la tipología más adecuada para cada elemento y acotando exactamente la ubicación general de la obra así como un presupuesto relativamente exacto.

Además, considerando que se ha redactado de acuerdo a las normativas técnicas, urbanísticas y medioambientales aplicables se somete a la aprobación del tribunal académico competente.





A Coruña, Septiembre 2014

El autor del proyecto

Fdo. Yésica Pereira Campo





MEMORIA JUSTIFICATIVA





ÍNDICE

ANEJO Nº 1: SITUACIÓN ACTUAL

ANEJO Nº 2: ESTUDIO DEMOGRÁFICO, CÁLCULO DE CAUDALES Y CARGAS CONTAMINANTES

ANEJO Nº 3: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

ANEJO Nº 4: ANÁLISIS DE LA E.D.A.R. ACTUAL DE GUITIRIZ

ANEJO Nº 5: PLIEGO DE BASES

ANEJO Nº 6: EXPROPIACIONES

ANEJO Nº7: ESTUDIO GEOTÉCNICO

ANEJO Nº 8: SERVICIOS AFECTADOS

ANEJO Nº 9: JUSTIFICACIÓN DE PRECIOS





ANEJO Nº 1: SITUACIÓN ACTUAL



ÍNDICE

1. SITUACIÓN ACTUAL	3
1.1. ENTORNO GENERAL DEL PROYECTO.....	3
1.1.1. El relieve.....	3
1.1.2. La hidrografía.....	3
1.1.3. Las temperaturas y precipitaciones.....	4
1.1.4. Los suelos.....	5
1.1.5. El territorio. Parroquias y entidades de población.....	5
1.1.6. Las infraestructuras.....	6
1.1.7. La población.....	6
1.1.8. El contexto socioeconómico.....	7
1.2. SITUACIÓN ACTUAL DE LA RED DE SANEAMIENTO.....	7
1.2.1. Descripción del saneamiento en el municipio.....	7
1.2.2. Análisis de la EDAR de Guitiriz.....	7
1.2.3. Problemas existentes.....	9



1. SITUACIÓN ACTUAL.

1.1. ENTORNO GENERAL DEL PROYECTO.

El presente proyecto fin de carrera trata de mejorar el saneamiento del ayuntamiento de Guitiriz (provincia de Lugo).

El municipio de Guitiriz limita por el norte con los ayuntamientos de Monfero (A Coruña) y Xermade (Lugo), por el este con el de Villalba y Begonte, por el sur con de Friol; y por el oeste con los de Curtis y Sobrado.

Su situación geográfica se encuentra entre 43° 06' y 43° 20' latitud Norte, y entre los 7° 41' y 7° 58' longitud Oeste según el Meridiano de Greenwich.



Figura 1. Guitiriz, situación geográfica.

1.1.1. El relieve.

El ayuntamiento de Guitiriz, aunque pertenece a la comarca de “A Terra Cha”, es una zona de transición y presenta un terreno con grandes contrastes en lo que concierne a la topografía. Así, la altitud oscila entre los 400 y 600 m., aumentando la altura media de este a oeste, desde la depresión de A Terra Cha hasta las montañas (Serra de Ioba (721 m.), Cordal de Montouto (738 m.) y Cova da Serpe (838 m.) que hacen de límite entre las provincias de Lugo y A Coruña y que pertenecen a la *Dorsal Gallega*.

Además se pueden considerar una serie de elevaciones secundarias pero que son la principal elevación de las parroquias o lugares donde se encuentran: *Monte Corvite (729 m.)*, *Loma do Outeiro Queimado (530 m.)*, *A Picota (461 m.)*, *Pena de Cruces (722 m.)*, *A Cruz de Buño (702 m.)*, *Cotos (694 m.)*, *Fonte Garrida (709 m.)*, *Pena Carballosa (574 m.)*, *Sobreposta (540 m.)*, *Monte campizo (488 m.)*, *Costa do Rañal (462 m.)*, *Monte Vilar (559 m.)*, *Monte do Pazo (580 m.)*.

1.1.2. La hidrografía.

El ayuntamiento de Guitiriz forma parte de la cuenca del Miño, con un nivel de aplanamiento de unos 600 m., y siendo precisamente el Miño al que van desembarcar todos los ríos del término municipal. El régimen de aguas de estos ríos va determinado por las precipitaciones, lo que hace que se registre un máximo en febrero y un mínimo en agosto.

El río más importante de los que atraviesan el ayuntamiento es el Parga, con una longitud de unos 32 Km. Y un caudal ordinario de 2.300 l/s. Este río aparece dividido en dos ramales, uno de ellos desciende desde el Cordal de Montouto y el otro llega desde el vecino municipio de Friol. Afluentes del Parga son el Landroil, Portoscarros, Requeixo, Roca...

Además del Parga, cabe nombrar el río Ladra, con un caudal ordinario de 1200 litros/segundo, y su afluente principal el Labrada.

El agua es uno de los recursos más importantes del ayuntamiento; además de estar cruzado por ríos, existen en el municipio tres balnearios de aguas medicinales, multitud de molinos y lavaderos y en la actualidad se está promoviendo la llamada “Ruta da Auga” que es una ruta de senderismo que une los tres balnearios siguiendo cursos de ríos.

Por Guitiriz pasa el río Forxá, Landroil o “das Escádebas”, porque nace en la parroquia de As Escádebas que desemboca en el río Parga.

Por Pardiñas pasa el río Da o “**rego de Pardiñas**” que desemboca en el río de o Boedo, y a su vez éste lo hace en el Parga. Su longitud total es de **2175 m.**



Todos estos ríos son de menor entidad que el de Parga, por eso no están estudiados ni poseen registros de caudales.

1.1.3. Las temperaturas y precipitaciones.

Guitiriz cuenta con una estación meteorológica situada en San Breixo de Parga. Los datos anteriores a 1990 corresponden a la estación del Balneario de Guitiriz, situada a 410 m. de altura y en las coordenadas 43° 10' 50" n y 07° 53' 29" W.

El clima de Guitiriz es oceánico aunque con un matiz subcontinental, bebiéndose esto a que las montañas que lo rodean atenúan el paso de masas oceánicas, dando lugar a que se observen rasgos de continentalidad en sus temperaturas. Estas oscilan entre unas medias de 5° en el mes de enero y 17° en agosto (oscilación térmica anual de 12°, que se puede considerar como moderada), y la temperatura media anual es de 10,7° C.

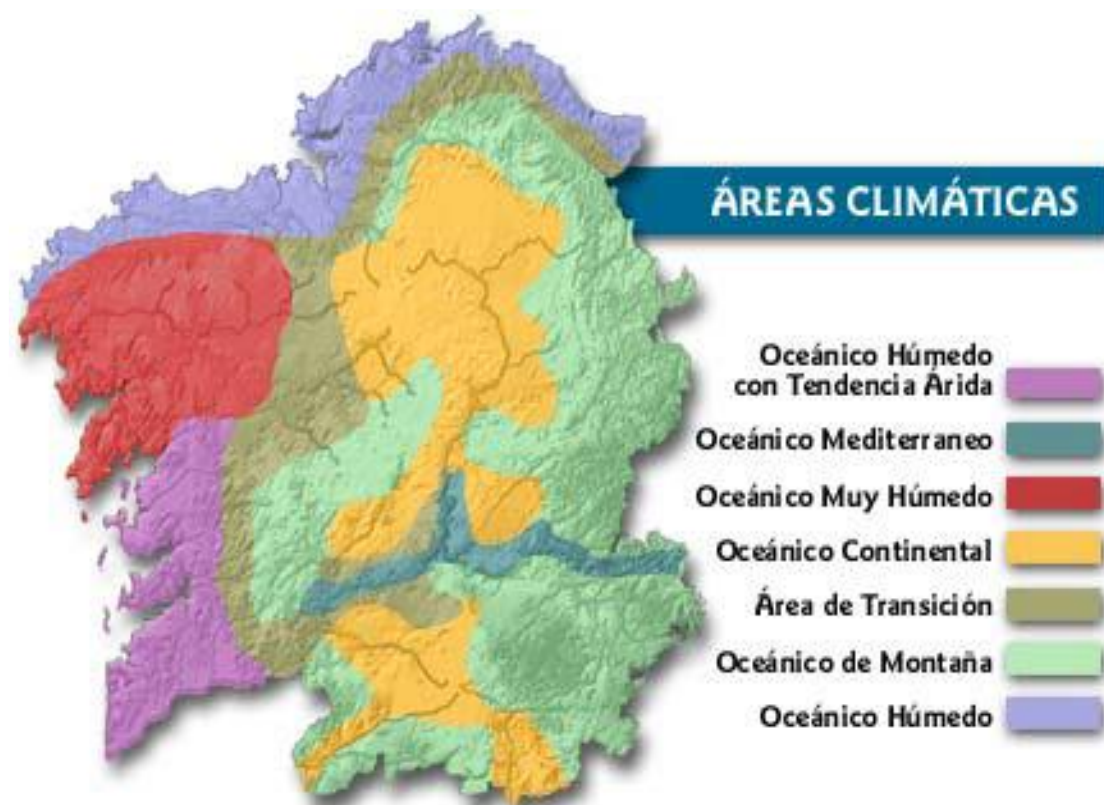


Figura 2. "Áreas climáticas en Galicia". Se observa como Guitiriz está en una zona con clima oceánico continental.

En cuanto a las precipitaciones, son abundantes no bajando de 1.227 mm. anuales; los meses más lluviosos son de octubre a marzo, siendo diciembre el más lluvioso, y los menos lluviosos son junio, julio y agosto. Como datos importantes a destacar de los registros de precipitaciones disponibles se puede decir que:

- el año más lluvioso fue 1977 con 197 días de lluvia y el menos lluvioso fue 1985 con 135 días. La media es de 166 días al año.
- teniendo en cuenta la cantidad de precipitación, 1979 fue el año más lluvioso y el año 1973 el más seco.

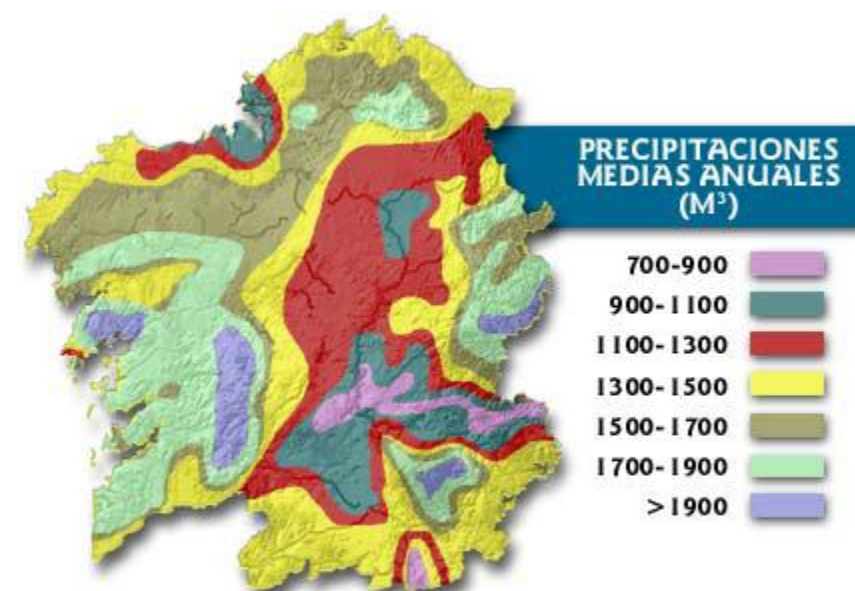


Figura 3. "Precipitaciones medias anuales en Galicia".

La precipitación máxima en 24 horas es de 106,4 mm. , recogida en el año 1977 y la máxima precipitación mensual fue 567 mm, recogida en diciembre del 1978.

En resumen, el régimen termopluviométrico es de características oceánicas. Las temperaturas son suaves y la oscilación térmica moderada. Las precipitaciones son abundantes y regulares, aunque con un marcado descenso en verano, tanto mayor cuanto más lejos estemos del litoral, por efecto de la continentalización. La humedad relativa es alta y en invierno son habituales las heladas y las nieblas. Los vientos dominantes son del SE.



1.1.4. Los suelos.

Los materiales geológicos que aparecen dentro del municipio son extraordinariamente variados: existe representación de rocas ígneas de composición granítica, pizarras, sedimentos terciarios y cuaternarios de gran variedad de texturas y composición, rocas metabásicas, calizas...

El ayuntamiento de Guitiriz cuenta con cuatro clases de *suelo-tipo*: suelos sobre rocas graníticas, suelos sobre pizarras, suelos sobre esquistos y suelos sobre sedimentos.

- Los suelos sobre rocas graníticas se tratan en líneas generales de rocas de alteración lenta y escasa capacidad de formación de arcillas por meteorización de los minerales primarios; la alteración total sólo podría conseguir un 50% de arcilla debido a la presencia de minerales resistentes como el cuarzo y moscovita. Este tipo de suelos se encuentran en la mitad norte del municipio y en la zona oriental ocupando unos tres cuartos del total de la superficie municipal.
- Los suelos sobre pizarras pertenecen a varias unidades geológicas precámbricas o de diferentes períodos del Paleozoico; las pizarras son rocas difícilmente alterables que originan un paisaje de fuertes pendientes con suelos continuamente rejuvenecidos. Este tipo de suelos se encuentra en la zona sur oriental de Guitiriz y en la franja oeste del municipio (en el Cordal de Montouto y Serra da Loba), ocupando un 10% del total de la superficie del municipio.
- Los suelos sobre esquistos son rocas metamórficas de la edad Precámbrica o Paleozoica, formados a partir del metamorfismo de sedimentos de textura fina; los minerales más frecuentes son la clorita, moscovita, biotita, cuarzo y feldespatos. Son rocas con grandes diferencias de alterabilidad según la proporción de minerales lábiles que presenten. Estos suelos se encuentran en una franja en dirección NE-SW de pequeña anchura, ocupando una pequeña parte de la superficie municipal.
- Los suelos sobre sedimentos tapizan las zonas deprimidas del Terciario y los fondos de los valles producidos por la dinámica fluvial; en estos suelos se encuentran materiales sedimentarios de diferentes texturas y coloraciones, pero de gran homogeneidad mineralógica. Este tipo de suelo es el existente en las zonas deprimidas del municipio, ocupando un 15% de la superficie municipal.

1.1.5. El territorio. Parroquias y entidades de población.

El término municipal de Guitiriz tiene una superficie de 290.9 km², bastante superior a la media de los ayuntamientos de Galicia de 93.97 km².

El territorio del ayuntamiento se encuentra dividido en dieciocho parroquias: San Xoan de Lagostelle, Santa Mariña de Lagostelle, Mariz, Vilar, Negradas, Os Vilares, Buriz, Labrada, Pígara, Santa Cruz, San Salvador, Transparga, Parga, San Breixo, Becín, Santa Leocadia, Piedrafita y Roca.

La evolución de la población en cada parroquia desde el año 2000 al año 2013 es la siguiente:

PARROQUIA	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
BECIN	143	138	135	129	130	128	123	139	135	137	137	135	126	127
BURIZ	451	447	440	434	433	427	421	413	397	393	390	383	380	380
LABRADA	321	325	327	324	325	320	314	308	305	304	298	290	287	294
LAGOSTELLE	1974	1971	1951	1933	1910	1917	1940	1957	1975	2002	1979	1969	1972	1946
SANTA MARIA	192	190	191	188	186	189	187	185	183	177	177	169	167	166
MARIZ	212	218	205	206	202	197	194	188	181	176	172	172	170	174
NEGRADAS	121	119	118	113	107	106	103	100	102	103	97	91	91	94
PARGA	590	594	575	558	555	544	533	539	515	499	500	483	465	454
PEDRAFITA	181	180	179	176	178	174	165	160	158	162	158	154	152	153
PIGARA	534	536	528	514	507	503	485	483	483	481	460	450	443	432
ROCA	100	98	98	96	96	93	92	89	86	88	84	81	78	77
SAN BREIXO	110	108	106	105	110	108	102	106	109	106	104	97	94	102
SAN SALVADOR	150	146	147	140	142	138	136	136	142	140	137	133	131	133
SANTA CRUZ	183	174	175	168	166	169	159	166	161	160	159	159	159	154
SANTA LOCAIA	161	163	162	159	162	164	170	164	153	151	149	150	146	139
TRASPARGA	210	211	211	204	199	195	187	186	174	175	177	172	167	159
VILAR	64	60	60	60	59	60	58	55	55	54	53	57	56	53
VILARES	661	645	641	624	619	609	603	600	593	588	590	582	574	566

Tabla 1. INE, Padrón del municipio de Guitiriz por unidades poblacionales.

Por lo tanto, en el año 2013 Guitiriz tiene una población de 5603 habitantes distribuidos en un total de 173 entidades (dos núcleos y el resto es población diseminada), lo que hace que la densidad de población es de 19,26 hab/ km².

Los núcleos de población que nos ocupan en este proyecto, Guitiriz y Pardiñas, pertenecen a la misma parroquia, San Xoan de Lagostelle.

La distribución del municipio en parroquias es la siguiente:

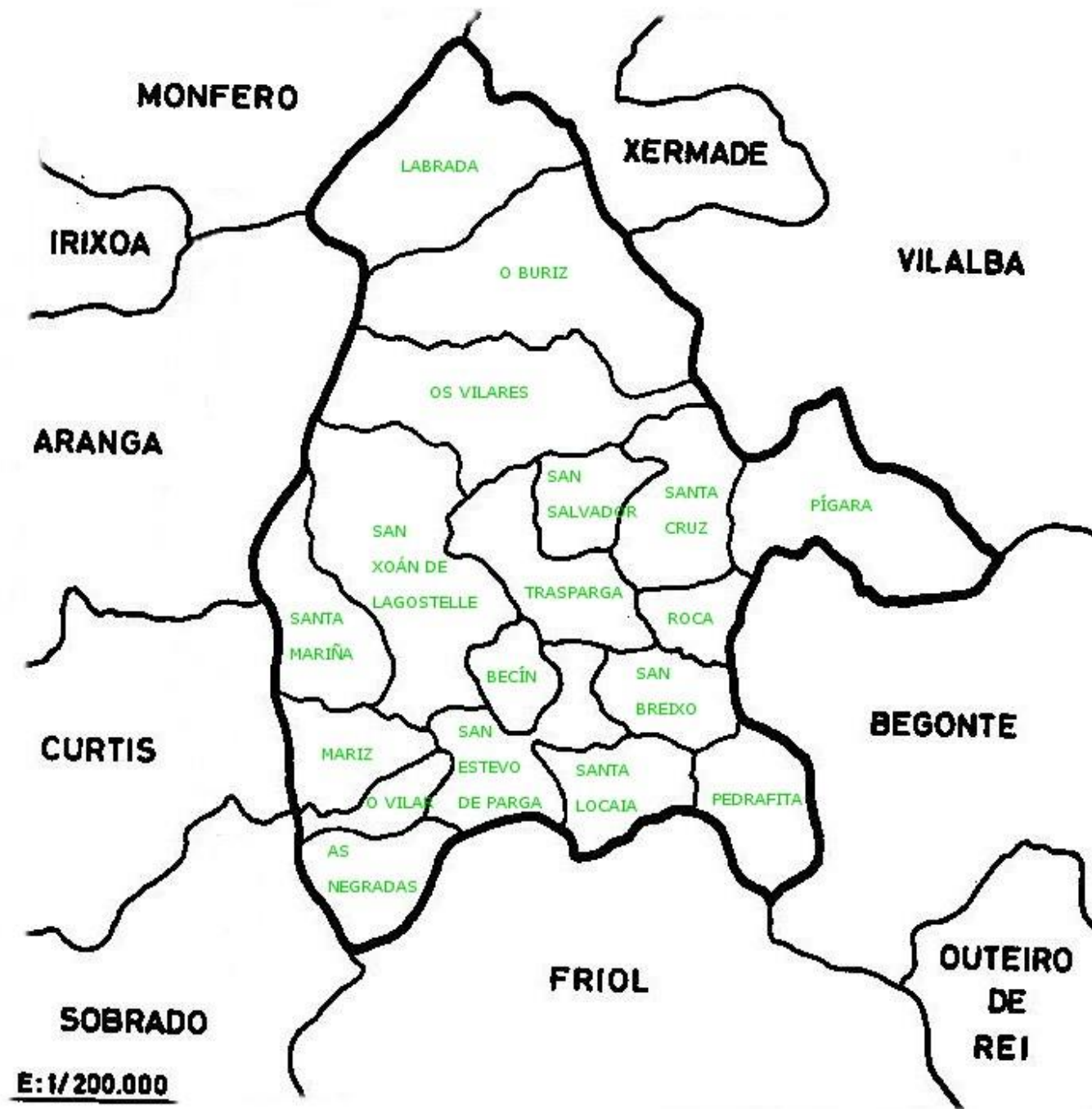


Figura 4. Parroquias del ayuntamiento de Guitiriz

1.1.6. Las infraestructuras.

El ayuntamiento de Guitiriz es atravesado de leste a oeste por varias infraestructuras de gran importancia: la línea de ferrocarril Coruña-Palencia, la Autovía A-6 y la carretera Nacional VI. Además, pasa por el término municipal la carretera N-634 (San Sebastián-Santiago) y está construyéndose en la actualidad la Autovía Transcantábrica (A-8). Existen otras carreteras de menor importancia de la red provincial y local.

Por lo tanto, se puede decir que Guitiriz está bien comunicado por carretera con Lugo (a 40 Km de distancia) y A Coruña (a 62 km de distancia), y en un futuro cercano lo estará también con Santiago. No se puede decir lo mismo de la conexión ferroviaria ya que es una red obsoleta que impide un servicio adecuado.

1.1.7. La población.

La evolución demográfica del municipio desde los años cuarenta muestra un continuo descenso. La emigración afectó especialmente al entorno rural, mientras que la capital, Guitiriz, no ha dejado de crecer. El escaso dinamismo demográfico está ligado a la emigración y al crecimiento vegetativo negativo de los últimos años. Los desastrosos efectos de la emigración fueron contenidos, durante un tiempo, por un crecimiento natural positivo, en el que los nacimientos superaban ampliamente a las defunciones; pero, a partir de 1969 las defunciones empiezan a ganar la partida.

Por edades, la estructura de población presenta un claro predominio de población adulta, un 30% de la población tiene más de 64 años y sólo un 13% tiene menos de 20 años.

Por lo que se refiere a la estructura por sexos hay un ligero predominio de las mujeres sobre los hombres.

Todas estas características demográficas concluyen en una población de carácter rural, diseminada en múltiples núcleos, a excepción de dos entidades con funciones comerciales y de servicios: Parga y Guitiriz.

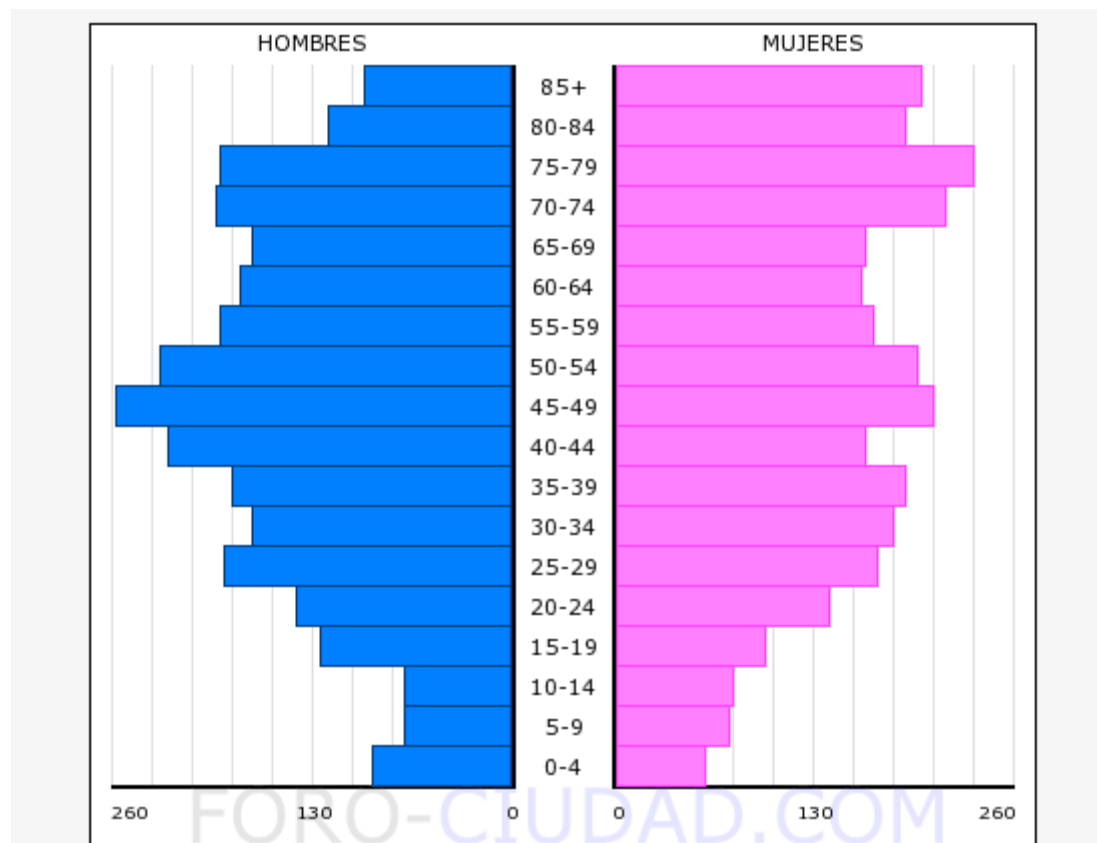


Figura 5. Pirámide de población de Guitiriz

1.1.8. El contexto socioeconómico.

La actividad económica en el ayuntamiento de Guitiriz, con datos del censo de 1996, se distribuye en los tres sectores típicos del modo porcentual siguiente: primario 48.75 % (agricultura, ganadería y pesca), secundario 17.92 % (industria y construcción) y terciario 33.31 % (servicios). La población activa en ese año era de 2053 personas, lo que suponía un 30% de la población del ayuntamiento.

El *sector primario* de la economía del municipio de Guitiriz está caracterizado por: las pequeñas y medianas explotaciones debido a la no existencia de la concentración parcelaria, un sistema de policultivo intensivo, importancia de la explotación ganadera bovina, importante aprovechamiento forestal y orientación hacia el autoconsumo.

El *sector secundario* está caracterizado por la existencia de una gran empresa de transformación de granito que da trabajo a la mitad de la población de este sector; además cabe destacar la existencia de una empresa de arreglo de bombonas de butano y empresas relacionadas con la madera.

En el *sector terciario* cabe destacar la existencia de numerosos establecimientos de hostelería, talleres de reparaciones, bancos, comercios...

1.2. SITUACIÓN ACTUAL DE LA RED DE SANEAMIENTO.

El ayuntamiento de Guitiriz tiene una parte de la población agrupada en dos núcleos de cierta entidad, Guitiriz (1.634 hab) y Pobra de Parga (480 hab), pero la mayoría de la población se encuentra en forma diseminada en lugares y aldeas. Sólo los núcleos de Guitiriz, Parga y Sanguñedo poseen una red de saneamiento municipal, que recoge las aguas residuales generadas y las conduce hasta sendas plantas depuradoras. Por lo tanto, el 68% de la población no envía sus aguas residuales a la red de saneamiento municipal.

En el presente proyecto se analizará el saneamiento de la villa de Guitiriz para ver si está dimensionado de forma adecuada y se analizará como poder sanear y depurar las aguas de los lugares cercanos.

1.2.1. Descripción del saneamiento en el municipio.

La red de alcantarillado y colectores del municipio de Guitiriz abarca, exclusivamente, al suelo urbano de los lugares de Guitiriz, Parga y Sanguñedo. En el resto del territorio, existen sistemas de saneamiento individual de aguas residuales (la solución normal consiste en la depuración de las aguas en un punto próximo al vertido mediante fosa séptica) o no existe ningún sistema de depuración.

Una cámara de *fosa séptica* retiene las grasas, aceites, sólidos flotables y sedimentables; alcanzándose unos rendimientos importantes en sólidos y en materia orgánica. Los porcentajes de reducción más comunes son:



Parámetro	% de reducción
DBO ₅	50-60
DQO	45-60
SS	65-80
N	10
P	20-30

Tabla 2. Reducción de la contaminación en la fosa séptica.

El resto de la depuración se consigue mediante el paso posterior a una aplicación al suelo o una filtración; siendo fundamentales las condiciones del terreno en el uso de estos sistemas, en lo referente a su constitución, su permeabilidad y su espesor de capa freática.

Los núcleos poblacionales de Guitiriz y Parga disponen de una red de saneamiento constituida por: las acometidas domiciliarias, las alcantarillas laterales o secundarias, las alcantarillas principales, los colectores, además de otros elementos complementarios como los pozos de registro y los imbornales. Todos estos elementos conducen el agua pluvio-residual a una EDAR situada en Guitiriz y a otra sita en Parga. Mientras que la red del Sanguñedo es de tipo separativo.

E.D.A.R.	Población de diseño (h-e)
Guitiriz	2.400
Parga	560
Sanguñedo	60
	Volumen de diseño (m³/día)
Parque Empresarial de Guitiriz	60 (15.000 m³/año)

Tabla 3. Características de diseño de las unidades de saneamiento del municipio.

1.2.2. Análisis de la EDAR de Guitiriz.

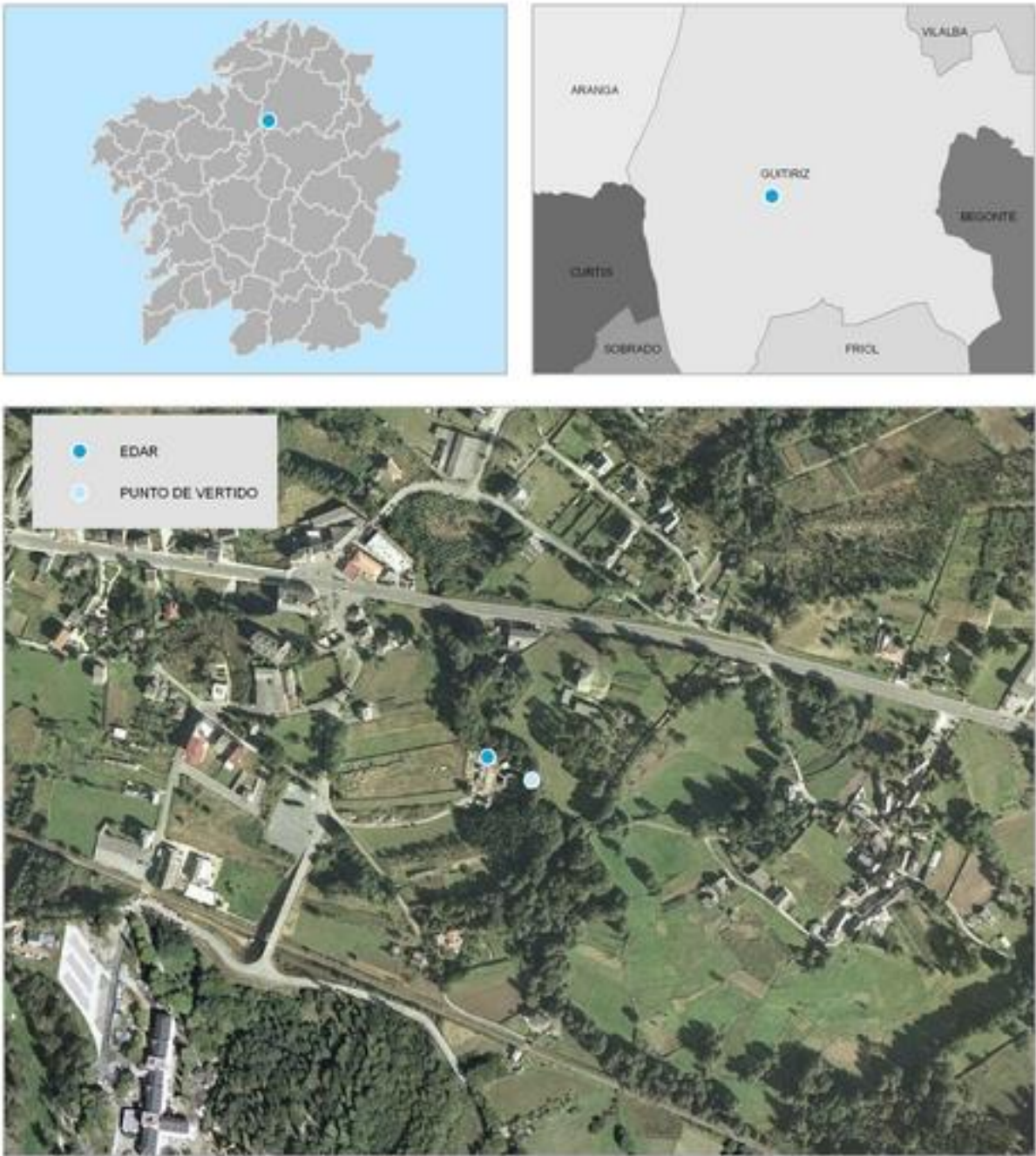


Figura 6. E.D.A.R. de Guitiriz

La E.D.A.R. de Guitiriz responde a un tratamiento biológico en modalidad de aeración prolongada, en la que el tratamiento biológico tiene geometría circular ocupando el reactor biológico el perímetro y el decantador secundario la parte central.



- Descripción de la Línea de Agua:

Obra de llegada con by-pass general de planta, pozo de gruesos con cuchara bivalva, desbaste de gruesos mediante reja, bombeo de agua bruta, medición de caudal, desbaste de finos mediante tamiz rotativo autolimpiante, desarenado – desengrasado en canal longitudinal aireado, y tratamiento biológico de geometría circular con reactor biológico anular aerado mediante difusores de burbuja fina y clarificador central.

- Descripción de la Línea de Fangos:

Espesado de fango por gravedad en depósito circular dotado de equipo barredor – concentrador de fango, acondicionamiento y deshidratación mediante centrífuga horizontal.

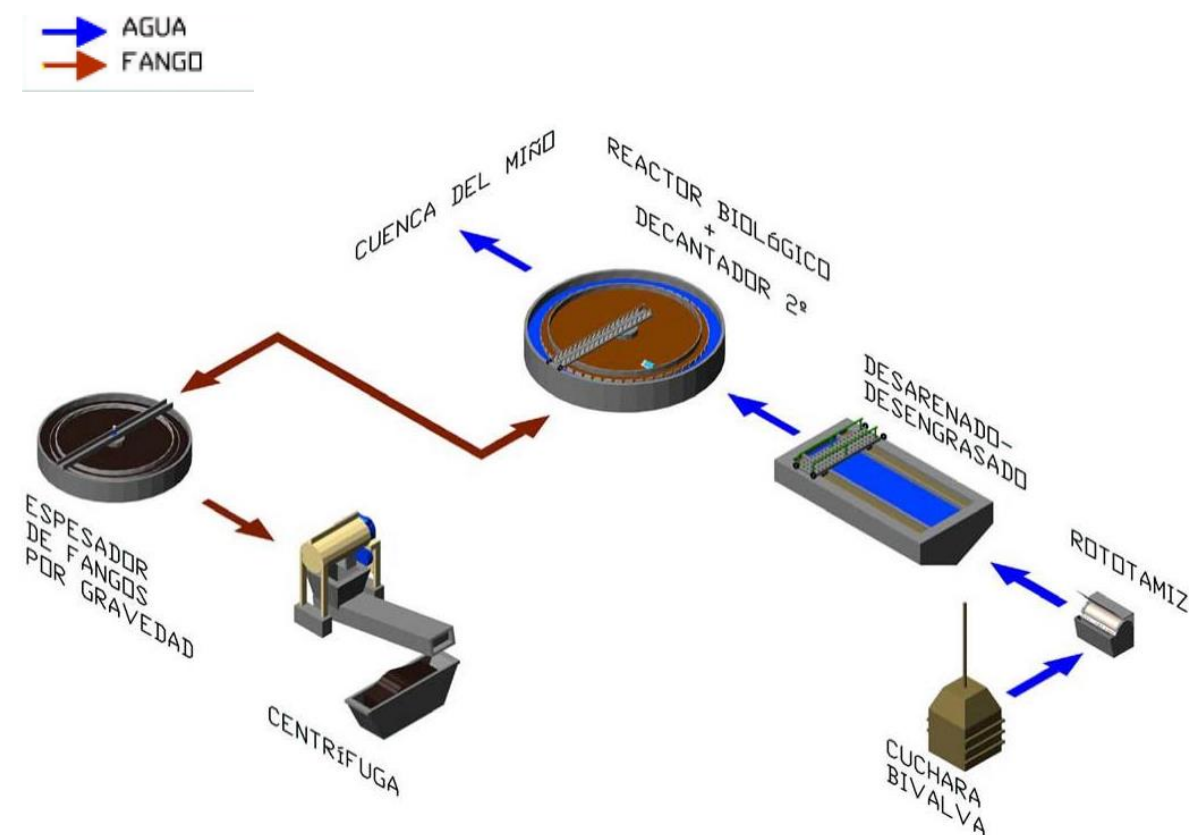


Figura 7. Proceso de tratamiento

Se puso en funcionamiento en el 2004 está dimensionada para 2400 h-e. Al ser una red unitaria, en tiempo de lluvia, se vierte por el by-pass del pozo de gruesos una parte importante del caudal que llega a la depuradora.

Los análisis de las aguas a la salida de la depuradora confirman que tienen los valores adecuados de DBO5, DQO, SS y coniformes para poder ser vertidos a medio fluvial.

1.2.3. Problemas existentes.

El análisis de la red de saneamiento actual permite discernir una serie de problemas de diversa índole:

- El evidente infradimensionamiento del conjunto de la red del núcleo de Guitiriz, si se considera como unitaria, y de la EDAR. Los apartados anteriores dejaron clara esta circunstancia.
- Los grupos poblacionales del ayuntamiento que no son ni Guitiriz, ni Parga ni Sanguñedo carecen del servicio municipal, usan sistemas propios de saneamiento o simplemente, vierten sus aguas a los cauces próximos.
- La aplicación directa al terreno puede conllevar la contaminación de los acuíferos de abastecimiento. El vertido directo a cauces naturales origina cambios del medio fluvial aguas abajo, tanto desde el punto de vista hidráulico como medioambiental.
- La necesidad de dar cumplimiento a las Directivas europeas, leyes nacionales y ordenanzas municipales de saneamiento y depuración de aguas, choca frontalmente con la solución adoptada por el ayuntamiento.



ANEJO 2:

ESTUDIO DEMOGRÁFICO, CÁLCULO DE CAUDALES Y CARGAS CONTAMINANTES



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. CÁLCULO DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO.....	3
2.1. CARACTERÍSTICAS DE LA POBLACIÓN.....	3
2.1.1.SITUACIÓN ACTUAL.....	3
2.1.1.1. NÚCLEO DE GUITIRIZ.....	3
2.1.1.2. NÚCLEO DE PARDIÑAS.....	4
2.1.2.ESTACIONALIDAD DE LA POBLACIÓN.....	6
2.1.2.1. NÚCLEO DE GUITIRIZ.....	6
2.1.2.2. NÚCLEO DE PARDIÑAS.....	7
2.2. POBLACIÓN DE PROYECTO.....	7
2.2.1.1. NÚCLEO DE GUITIRIZ.....	7
2.2.1.2. NÚCLEO DE PARDIÑAS.....	8
3. ESTUDIO DE CAUDALES.....	9
3.1. CAUDAL DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.....	9
3.1.1.DOTACIÓN DE PROYECTO.....	9
3.1.1.1. NÚCLEO DE GUITIRIZ.....	9
3.1.1.2. NÚCLEO DE PARDIÑAS.....	9
3.1.2.CÁLCULO DE CALUDALES MEDIOS.....	10
3.1.2.1. NÚCLEO DE GUITIRIZ.....	10
3.1.2.2. NÚCLEO DE PARDIÑAS.....	10
3.1.3.CÁLCULO DE CAUDALES PUNTA.....	12
3.1.3.1. NÚCLEO DE GUITIRIZ.....	12
3.1.3.2. NÚCLEO DE PARDIÑAS.....	

3.1.3.3. NÚCLEO DE PARDIÑAS.....	12
4. CÁLCULO DE LAS CARGAS CONTAMINANTES.....	13
5. CUADRO RESUMEN DE CAUDALES Y CARGAS DE DISEÑO.....	13



1. INTRODUCCIÓN

El presente anejo incluye los datos demográficos y los cálculos de los caudales para la consiguiente definición de la Estación Depuradora de Aguas Residuales, así como las conducciones apropiadas para hacerlos llegar hasta su situación.

Es necesario que las soluciones adoptadas sean útiles no solo para la población actual sino también para la población futura. Para ello será básico conocer como evoluciona la población para, basándose en datos actuales, estimar los valores de los caudales hasta el año horizonte de proyecto.

La elección de este año horizonte se hace en base al rango normal que establecen las diversas normativas para este tipo de obras y que lo sitúan entre 25 y 30 años a sumar al actual. En este caso se eligen 25 años y el año horizonte será entonces el 2039.

Para una correcta estimación de caudales y cargas, resulta imprescindible evaluar la tendencia de crecimiento de la población y sus variaciones estacionales, así como las actividades agrícolas, ganaderas, industriales o turísticas que se desarrollan o puedan desarrollarse durante el período de proyecto. Los datos demográficos necesarios para la obtención de los parámetros de cálculo se han obtenido del INE.

El dimensionamiento se ha realizado para el caudal máximo previsible en el año horizonte y en época estival, siendo este la suma del caudal punta de las aguas residuales y de un caudal de infiltración.

Se excluyen en este anejo las aguas pluviales ya que al tratarse de una red de saneamiento separativa circularán de manera independiente.

2. CÁLCULO DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO

2.1. CARACTERÍSTICAS DE LA POBLACIÓN



2.1.1. SITUACIÓN ACTUAL

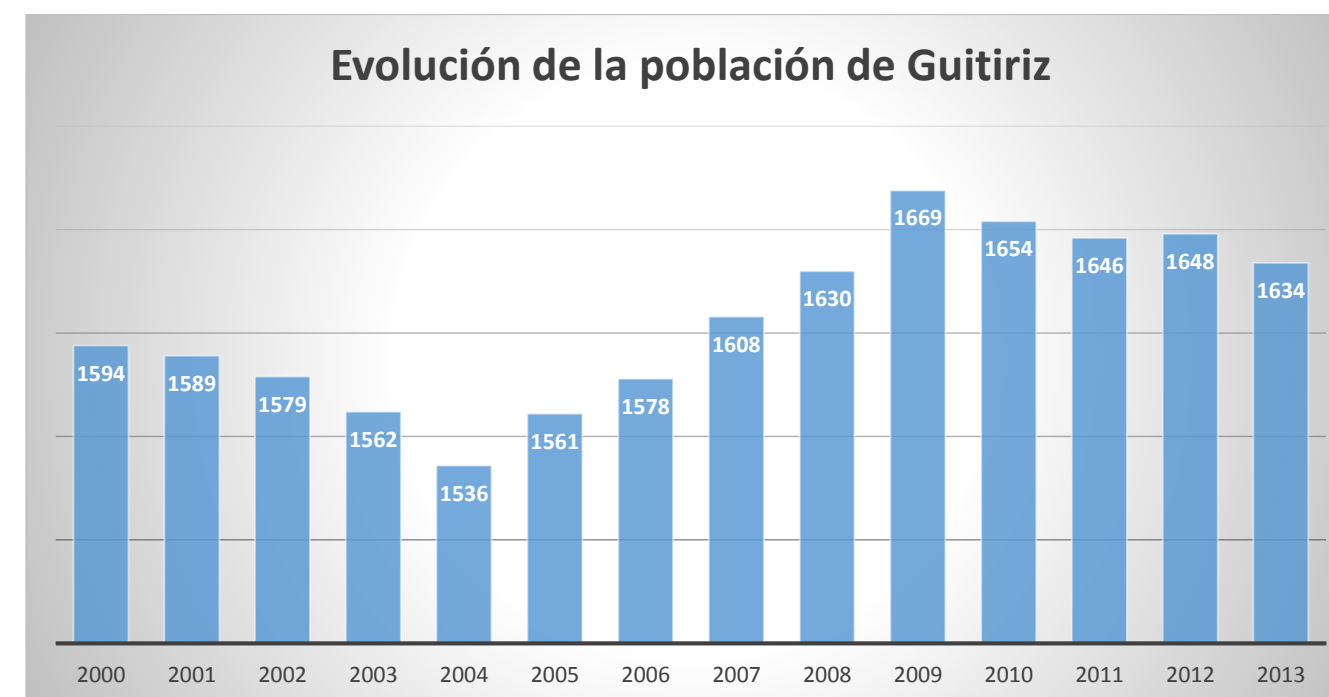
Para la estimación de la población a lo largo de la vida útil de la EDAR, se seguirá la metodología propuesta en las Instrucciones Técnicas Para Obras Hidráulicas de Galicia (ITOGH).

Para determinar la población se ha recurrido a los datos del Instituto Nacional de Estadística, (INE). Estos datos nos permiten analizar la evolución del núcleo de estudio del presente proyecto desde el año 2000 en adelante.

2.1.1.1. NÚCLEO DE GUITIRIZ

Veamos la población registrada en el núcleo de Guitiriz en los últimos años:

	Año													
	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Población	1594	1589	1579	1562	1536	1561	1578	1608	1630	1669	1654	1646	1648	1634





2.1.1.2. NÚCLEO DE PARDIÑAS

Por otro lado, el núcleo de población de Pardiñas es rural y por tanto, presenta diseminación y desconcentración de sus habitantes, como la mayoría de los núcleos rurales gallegos. Por lo tanto que a la población de Pardiñas se le añadirán otras pequeñas agrupaciones de casas colindantes hasta el área de servicio de la A-6.

Concretamente, se tratarán las aguas residuales que generen los siguientes puntos:

- La población censada en Pardiñas en estos últimos años, según el registro de datos del INE, es la siguiente:

	AÑO													
	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Población	107	105	105	106	104	101	105	104	104	100	92	94	96	95

Tabla 1. INEbase. Nomenclator: Población del Padrón continuo por unidad poblacional.

Si se representan estos valores en un gráfico se obtiene lo siguiente:

SANEAMIENTO EN PARDIÑAS (GUITIRIZ)
ANEJO Nº 2: ESTUDIO DEMOGRÁFICO, CÁLCULO DE CAUDALES Y CARGAS CONTAMINANTES

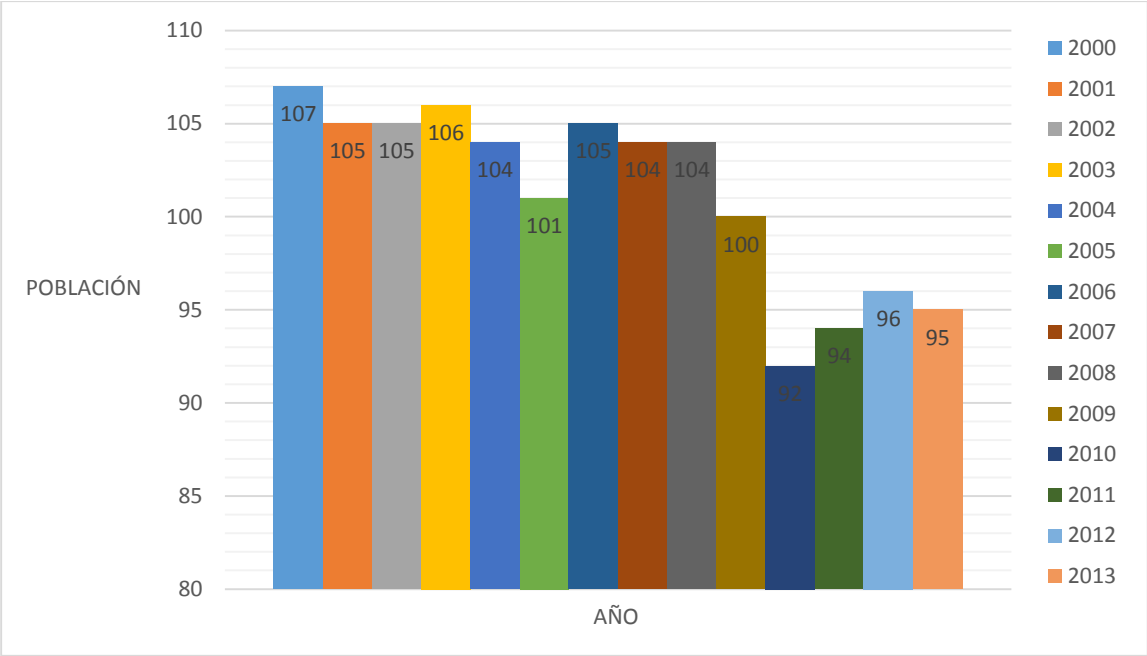


Figura 1. Representación de la evolución poblacional de Pardiñas

Analizando la progresión se concluye que la tendencia de cara el futuro tiene pinta de seguir siendo decreciente a largo plazo. Puede haber un ligero aumento de un año a otro por un nacimiento o cambio de domicilio de personas que anteriormente no estaban empadronadas en Pardiñas, pero a la larga se verá reducido por tratarse de una población claramente envejecida.

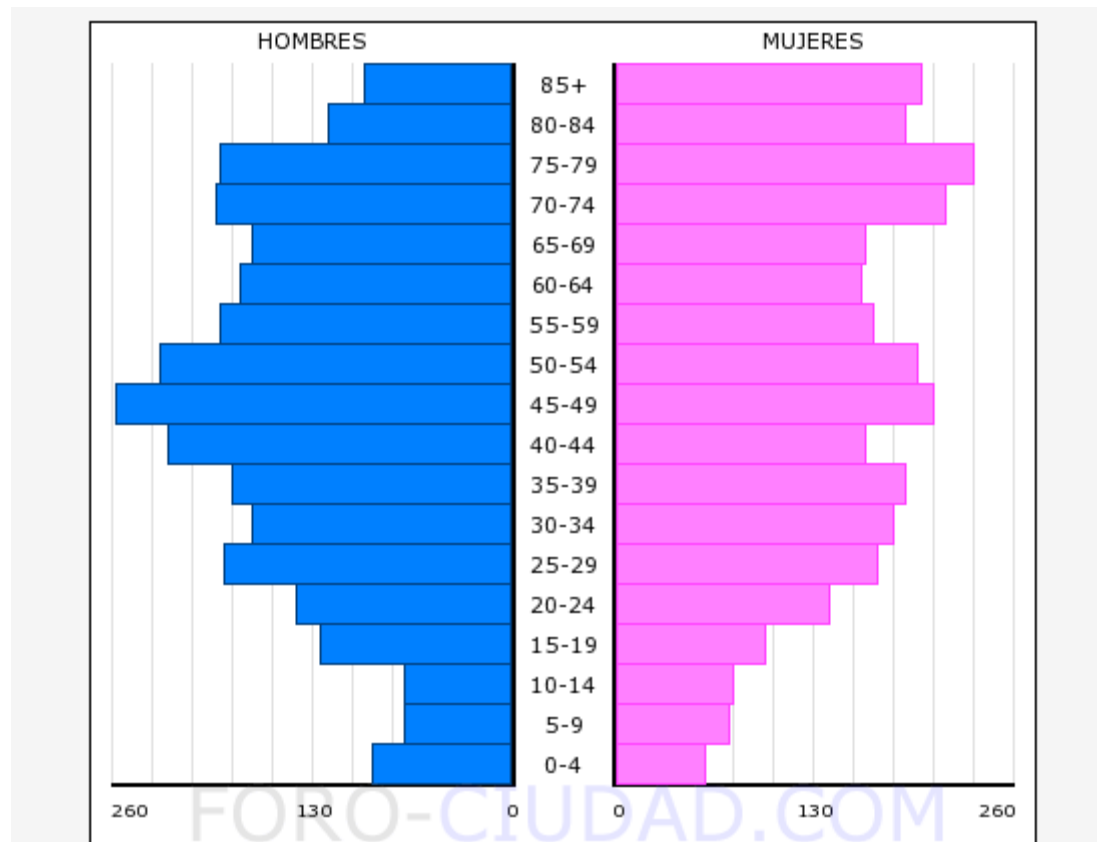


Figura 2. Pirámide de población de Guitiriz

- **San Juan y Pégamo.**

Se puede estimar que la población asentada entorno al San Juan es de 17 habitantes y la del Pégamo, 32.

- **Naves de la carretera del Balneario:**

- **Taller metálico:**

Se trata de tres naves que se dedican a diferentes actividades. Existe un taller que trabaja con todo tipo de elementos prefabricados de acero y fundición principalmente. Con lo cual, no producen, sino que transforman unos elementos en otros más elaborados y complejos. El número de trabajadores es de tres empleados.

- **Agrícola Pardiñas:**

SANEAMIENTO EN PARDIÑAS (GUITIRIZ)
ANEJO Nº 2: ESTUDIO DEMOGRÁFICO, CÁLCULO DE CAUDALES Y CARGAS CONTAMINANTES

Se trata de un taller de reparación de maquinaria agrícola. El número de trabajadores es de un total de seis empleados.

- **TIVAYGASA:**

Consiste en una empresa que fue constituida el 03/10/1983 con el objetivo de reparar bombonas de butano y se dedica a la actividad CNAE de "**Tratamiento y recubrimiento de los metales**". TRANSFORMADOS INDUSTRIALES VASCOS Y GALAICOS SA, (TIVAYGASA), tiene el distintivo TOP 100.000 EMPRESAS. Este distintivo se otorga a las principales empresas españolas por volumen de facturación.

Ranking Provincial:	Entre las 350 primeras empresas de GUITIRIZ (Lugo)
Ranking Sectorial:	Entre las 100 primeras empresas del CNAE 2561 de España
Ranking Nacional:	Entre las 59.000 primeras empresas de España.
Tamaño por Empleados:	Entre 20 y 100

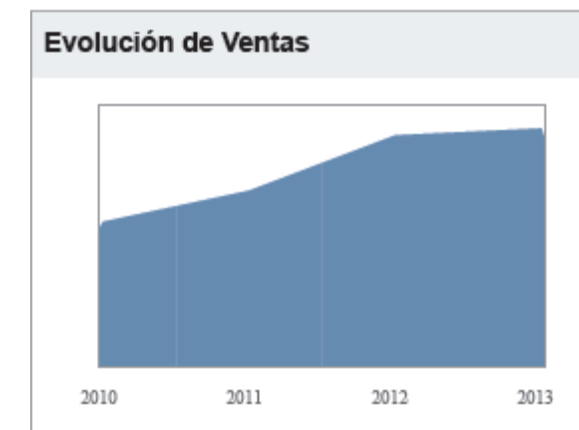


Figura 3. Balance Registro Mercantil 2012

➤ **Área de servicio de Guitiriz (A-6):**

Esta área de servicio se subdivide en dos, la situada al Norte y la situada al Sur. Cada una de ellas consta de los equipamientos: Bar-Cafetería, Restaurante, Tienda y Gasolinera.

La extensión de las dos áreas, la Norte (sentido Madrid-A Coruña) y la Sur (sentido A Coruña-Madrid) es de aproximadamente 1,96 ha cada área, que suman un total de 3,92 ha.



Para convertir los caudales del área de servicio en habitantes-equivalentes se consideran las dotaciones de agua consideradas por Aurelio Hernández Muñoz para áreas de servicio de autopistas en su libro “Saneamiento y Alcantarillado”. Este autor propone una dotación media de 570 l/hab.día por mesa del restaurante, por lo que en este caso los caudales diarios serán de:

$$570 \text{ l/hab.día} \times 72 \text{ mesas} = 41040 \text{ l/día} \rightarrow 164 \text{ habitantes-equivalentes}$$

Para tratar independientemente estos diferenciados usos del agua (domésticos y no domésticos), se dividirá el ámbito de actuación en 3 zonas:

- ✓ Zona A: Pardiñas, San Juan y Péngamo
- ✓ Zona B: Naves de la carretera del Balneario, (taller metálico, Agrícola Pardiñas y TIVAYGASA)
- ✓ Zona C: Área de servicio A-6 km 538.

ZONA A	
Punto	Hab-eq
Pardiñas	95
San Juan y Péngamo	49

Tabla 2. Resumen de población total actual

2.1.2. ESTACIONALIDAD DE LA POBLACIÓN

La población de todo el término de Guitiriz aumenta considerablemente en los meses estivales debido al regreso de gente nacida en este municipio o que veranee desde la infancia a esta localidad. Uno de los motivos es el reclamo turístico que tuvo hace años, cuando se tomaban las aguas medicinales. Guitiriz consta de varias fuentes de estas aguas, y una de ellas es el Balneario de Pardiñas.

La *Instrucción Técnica para Obras Hidráulicas en Galicia (ITOHG)* propone otro método para el cálculo de la población en los meses de verano. La población estacional se calculará a través de dos fuentes: el inventario de alojamientos y turismo (plazas en hoteles, apartamentos, casas rurales...), y el inventario de viviendas de segunda residencia, que se obtiene del censo. En el caso de las habitaciones de hostelería, se considerará una ocupación plena con dos habitantes por habitación. En

ANEJO Nº 2: ESTUDIO DEMOGRÁFICO, CÁLCULO DE CAUDALES Y CARGAS CONTAMINANTES

el caso de las segundas residencias, se considerará una ocupación plena con dos habitantes por residencia en el medio rural no costero.

Se analizarán en las tablas posteriores todos los datos encatrados para los núcleos anteriormente utilizados diferenciando entre viviendas principales, secundarias y vacías. Se va a considerar que en los meses de verano las casas vacías estarán ocupadas al 100% quedándonos del lado de la seguridad a efectos de mejora del saneamiento.

2.1.2.1. NÚCLEO DE GUITIRIZ

La distribución de las viviendas de Guitiriz según su ocupación es la siguiente:

Tipo de vivienda	Viviendas principales	Viviendas secundarias	Viviendas vacías	Total
Nº de viviendas	2.040	840	685	3.565

Tipo de alojamiento	Hoteles, hostales y pensiones	Casas rurales y de aldea	Total
Nº de plazas	107	12	119

Utilizando los datos anteriores según la *ITOHG* para obtener la población estival que se debe tener en cuenta para mejorar el saneamiento de Guitiriz:

- Si sumamos el número de viviendas secundarias y vacías obtenemos un total de 1.525 viviendas. Considerando que en verano tienen una ocupación del 100% y que están ocupadas por 2 personas por tratarse de una zona eminentemente rural obtenemos:

$$\text{Población estival en viviendas secundarias o vacías} = 1.525 \text{ viv} \cdot 2 \text{ hab} / \text{viv} = \mathbf{3.050 \text{ hab}}$$

- Si sumamos el número de plazas de alojamiento analizadas anteriormente y consideramos una ocupación del 100% con una ocupación de 2 personas por plaza obtenemos:

$$\text{Población estival en plazas de alojamiento} = 119 \text{ plazas} \cdot 2 \text{ pers} / \text{plaza} = \mathbf{238 \text{ pers}}$$



Sumando ambos datos obtenemos el aumento de población que se produce en los meses de verano en el municipio de Guitiriz, es decir, su población estival:

$$\text{Población estival total} = 3.050 + 238 = 3.288 \text{ hab}$$

2.1.2.2. NÚCLEO DE PARDIÑAS

Desde hace más de 50 años los vecinos de Pardiñas acogen a veraneantes todos los años y por supuesto los chalets y las casas de habitaciones del Balneario. Antes por seguir un tratamiento medicinal y ahora por diversos motivos: recordar viejos tiempos, cambiar de aires o disfrutar del entorno natural.

El reclamo turístico por excelencia de Pardiñas es su festival, declarado de Interés Turístico de Galicia, internacionalmente conocido por su tradición y su música folk. Cada año, el primer fin de semana de Agosto, acuden a él miles de personas, produciéndose de este modo un enorme incremento de población punta estacional.

Según los datos de la Encuesta de Infraestructuras y Equipamientos Locales (Ministerio de Administraciones Públicas, 2011), Pardiñas tiene una población estacional máxima de 285 habitantes. También cabe indicar que las agrupaciones de casas del San Juan y Péngamo son reducidas y están ocupadas todo el año de manera invariable, es decir, que no experimentan un aumento de la población en la época estival.

Dicho lo anterior, la población estacional del ámbito de actuación es:

ZONA A	
Punto	Hab-eq
Pardiñas	285
San Juan y Péngamo	49

Tabla 3. Resumen de población estacional máxima

2.2. POBLACIÓN DE PROYECTO

ANEJO Nº 2: ESTUDIO DEMOGRÁFICO, CÁLCULO DE CAUDALES Y CARGAS CONTAMINANTES

Según la propuesta que se proporciona en la ITOHG-ABA-1/1, el crecimiento de la población es constante y debido a ello, la población evoluciona siguiendo una tendencia lineal.

De modo que se rige siguiendo la ecuación:

$$P = P_0 + K_a \cdot t$$

donde

P: población futura (hab).

P₀: población actual (hab).

K_a: tasa de crecimiento aritmético de la población, es decir, el número de habitantes en el que se incrementa la población cada año.

t: período de tiempo para el que se realiza la predicción (años).

El incremento de la población se aplicará al horizonte temporal del proyecto, que por defecto será de 25 años.

Según la *Instrucción Técnica para Obras Hidráulicas de Galicia* para calcular la población en el año horizonte (2039) tomamos tres valores de población en las tres épocas mencionadas anteriormente. Consideraremos como dato más reciente el del año 2013, por lo que los dos datos siguientes se tomarán a un tiempo de cinco y diez años del mismo (años 2008 y 2003).

2.2.1. NÚCLEO DE GUITIRIZ

Los resultados obtenidos del núcleo urbano de Guitiriz son:

Año	Población
2013	1.634
2008	1.630
2003	1.562

$$\text{Población año 2002} < \text{Población año 2007} < \text{Población año 2012}$$



Así, tal y como indica la *I.T.O.H.G.*, al producirse un aumento de la población en los dos tramos intermedios entre los años indicados anteriormente, la población evolucionará siguiendo una tendencia lineal de la siguiente manera:

$$I_{2003-2008} = \frac{1.630 \text{ hab} - 1.562 \text{ hab}}{5 \text{ años}} = 13,6 \text{ hab/año}$$

$$I_{2013-2008} = \frac{1.634 \text{ hab} - 1.630 \text{ hab}}{5 \text{ años}} = 0,8 \text{ hab/año}$$

Se aplicará el incremento de 14 hab/año desde el 2013 hasta el 2039; es decir, durante 26 años.

$$I_{total} = 14 \frac{\text{hab}}{\text{año}} \cdot 26 \text{ años} = 364 \text{ hab}$$

$$Población_{proyecto} = 1.634 \text{ hab} + 364 \text{ hab} = 1.998 \text{ hab}$$

Según la *ITOHG* la población total que debemos considerar para el municipio de Guitiriz es la fija más la estival:

$$Población_{proyecto\ total} = 1.998 \text{ hab} + 3.288 \text{ hab} = 5.286 \text{ hab}$$

1.1.1.1. NÚCLEO DE PARDIÑAS

Según se indica en la Figura 1 la población del último año publicado y las correspondientes a 5 y 10 años antes del último son:

Año	Población
2013	95
2008	104
2003	106

Tabla 4. Tres padrones para el cálculo de la población futura en el año horizonte de proyecto

Crecimiento de la población

Como se puede comprobar en la tabla 4, la población del 2003 es mayor que la de 2008, y ésta a su vez mayor que la actual. Por lo tanto, se considerará la población del último padrón publicado, (2013).

Resultando la población de proyecto, la máxima estacional actualmente, (tabla 3).

Agrupando todas las aglomeraciones, la población de proyecto resultante es:

Punto		Hab-eq
ZONA A	Pardiñas	285
	San Juan y Pégamo	49
ZONA B	Taller metálico	3
	Agrícola Pardiñas	6
	TIVAYGASA	100
ZONA C		164
TOTAL		607

Población total de proyecto

Punto		Hab-eq
GUITIRIZ	Núcleo urbano	5.286
ZONA A	Pardiñas	285
	San Juan y Pégamo	49
ZONA B	Taller metálico	3
	Agrícola Pardiñas	6
	TIVAYGASA	100



ZONA C	164
TOTAL	5.893

Tabla 5. Población equivalente total en el año horizonte de proyecto

3. ESTUDIO DE CAUDALES

Dentro de los caudales que van a llegar a la E.D.A.R. existen tres componentes básicas que son:

- ✓ Aguas residuales domésticas
- ✓ Aguas residuales industriales
- ✓ Aguas de infiltración.

Se excluyen en las aguas pluviales ya que al tratarse de una red de saneamiento separativa circularán de manera independiente. Las explotaciones ganaderas de tipo intensivo, en estabulación, no se consideran conectadas a la red de alcantarillado futura. Por lo tanto, no se calculan los caudales de las aguas residuales pecuarias.

De igual manera, no existe contaminación de origen agrícola que pueda ser arrastrada por las aguas de lluvia o nieve.

Para el cálculo de caudales se siguió la metodología propuesta por las “*Instrucciones técnicas para obras hidráulicas en Galicia – Serie Saneamiento*”.

3.1. CAUDAL DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

Las aguas residuales domésticas son las aguas generadas en viviendas o instalaciones comerciales, públicas y similares. Están compuestas por aguas fecales y de lavado o limpieza.

El cálculo de las aguas residuales domésticas se realizó mediante la metodología propuesta para el cálculo de los caudales en abastecimiento definida en el ITOHG-ABA-1/1, pero teniendo en cuenta las particularidades presentadas en el documento ITOGH-SAN-1/1.

ANEJO Nº 2: ESTUDIO DEMOGRÁFICO, CÁLCULO DE CAUDALES Y CARGAS CONTAMINANTES

Para el cálculo de los caudales ARD se requiere la definición previa de la población, realizada en el apartado anterior, y de la dotación de proyecto.

3.1.1.DOTACIÓN DE PROYECTO

3.1.1.1. NÚCLEO DE GUITIRIZ

Las dotaciones de agua por habitante y día para zonas de abastecimiento con consumos diversos que recomienda la ITOHG-ABA-1/1 son los valores que se muestran a continuación:

Poboación abastecida polo sistema (municipio, área metropolitana, etc.)	Dotacións máximas (L/hab-día)		
	Actividade industrial comercial		
	Alta	Media	Baixa
< 2.000	210	195	180
De 2.000 a 10.000	270	240	210
De 10.000 a 50.000	300	270	240
De 50.000 a 250.000	350	310	280
> 250.000	410	370	330

Los valores anteriores deben considerarse dotaciones máximas admisibles.

Dado que la población de proyecto en el año horizonte 2039 del núcleo de Guitiriz es de 1.998 habitantes, la dotación que se tomará será ligeramente inferior a la máxima permitida por el Plan de abastecimiento de Galicia, concretamente se tomarán 150 l/h-d.

Considerando el coeficiente de retorno de 0.8, se tiene una población urbana residual de:

$$0.8 \cdot 150 \text{ Litros/habitante-día} = 120 \text{ Litros/habitante-día}$$

3.1.1.2. NÚCLEO DE PARDIÑAS

La ITOHG-ABA-1/1 establece que las dotaciones de abastecimiento (l/h-d), para núcleos de pequeño tamaño, serán las siguientes:



Poboación	Dotación (L/hab-día)
< 50	100
< 150	120
< 500	150

Tabla 6. Dotaciones mínimas para pequeños núcleos

Dado que la población más importante es la de Pardiñas, con 95 habitantes. Se tomará para todos los núcleos la misma dotación que es la correspondiente a esta población; es decir, 120 l/(h-d).

Se considera un coeficiente de retorno de 0.8; es decir, de toda el agua suministrada para abastecimiento un 80% se convierte en agua residual. Por tanto se tiene una dotación urbana residual de:

$$0.8 \cdot 120 \text{ Litros/habitante-día} = 96 \text{ Litros/habitante-día}$$

Se obtiene el coeficiente K para estimar la infiltración a partir de la siguiente tabla propuesta en el ITOGH-SAN-1/1:

	Situación da rasante do conduto	Redes Novas	Redes Vellas
DNF	Por debaixo do NF	0,50	1,00
RNF	Por riba do NF	0,25	0,50

Tabla 7. Valores del coeficiente K para estimar la infiltración.

Las condiciones estimadas son de una red de saneamiento nueva (RN) y la suposición de que la situación de la rasante del conducto estará por debajo de nivel freático (RNF) durante la mayor parte del año, por tanto K=0,5.

3.1.2. CÁLCULO DE CAUDALES MEDIOS

Se define caudal o demanda diaria media anual total como la suma de urbana, industrial e infiltración, a las que se podrán sumar otros posibles consumos singulares.

$$QD_{m,total} = QD_{m,urb} + QD_{m,ind} + QD_{m,inf}$$

5.1.1.1. NÚCLEO DE GUITIRIZ

La población de proyecto en el año horizonte en período estival para este núcleo es de 5.286 habitantes, de forma que el caudal medio producido es:

$$QD_{m,urb} = 5.286 \text{ hab} \cdot 120 \frac{L}{\text{hab} \cdot \text{día}} \cdot 1 \frac{m^3}{1000 L} = 634,32 \frac{m^3}{\text{día}} = 26,43 \frac{m^3}{\text{hora}} = 7,342 \frac{L}{s}$$

5.1.1.2. NÚCLEO DE PARDIÑAS

Para la zona A se obtiene caudal diario anual de agua residual de origen urbano, teniendo en cuenta los datos de la tabla 3:

Habitantes zona A: 285 + 49 = 334 habitantes

$$QD_{m,urb}^A = 334 \text{ hab} \cdot 96 \frac{L}{\text{hab} \cdot \text{día}} \cdot 1 \frac{m^3}{1000 L} = 32,064 \frac{m^3}{\text{día}} = 1,336 \frac{m^3}{\text{hora}} = 0,371 \frac{L}{s}$$

Para la zona C (área de servicio de la A-6) se va a considerar lo siguiente:

Se convierten los caudales obtenidos en población equivalente suponiendo que la dotación por persona es de 250 l/ hab.día (esta es la dotación recomendada en las “Especificaciones Técnicas Básicas para Proyectos de Conducciones Generales de Saneamiento”).

Para convertir los caudales del área de servicio en habitantes-equivalentes se consideran las dotaciones de agua consideradas por Aurelio Hernández Muñoz para áreas de servicio de autopistas en su libro “Saneamiento y Alcantarillado”. Este autor propone una dotación media de 570 l/hab.día por mesa del restaurante, por lo que en este caso los caudales diarios serán de:

$$570 \text{ l/hab.día} \times 72 \text{ mesas} = 41040 \text{ l/día} \rightarrow 164 \text{ habitantes-equivalentes}$$

Se calcula el $QD_{m,urb}^C$ de manera análoga a lo que se hizo anteriormente para la zona A y se obtiene los siguientes resultados:



	$QD_{m,urb} \left(\frac{m^3}{hora} \right)$	$QD_{m,urb} \left(\frac{L}{s} \right)$
ZONA A	1,336	0,371
ZONA C	0,656	0.182
TOTAL	1,992	0,553

El consumo de agua, y por lo tanto su vertido, varía mucho a lo largo del día como a lo largo del año respondiendo a los hábitos de la población o a a las actividades de la zona de abastecimiento y por lo tanto este es un factor a tener en cuenta a la hora de dimensionar la E.D.A.R.

Se toma como coeficiente punta de variación estacional de la demanda urbana a lo largo del año el valor recomendado por la *ITOGH-ABA-1/1*,

$$C_{pest,urb} = 1,2$$

A partir de estos datos se define como caudal diario punta estacional en el año de aguas residuales urbanas:

$$QD_{p,urb} = QD_{m,urb} \cdot C_{pest,urb}$$

Obteniéndose los siguientes valores para cada una de las zonas objeto del saneamiento:

	$QD_{p,urb} \left(\frac{m^3}{hora} \right)$	$QD_{p,urb} \left(\frac{L}{s} \right)$
GUITIRIZ	31,716	8,81
ZONA A	1,603	0,445
ZONA C	0,786	0,218
TOTAL	34,105	9,473

Las aguas de la zona B se van a considerar industriales, luego los caudales se calcularán según indica la *ITOHG-ABA-1/1* en función de la actividad y del número de trabajadores. Según indica la siguiente tabla:

SECTOR	Dotacións (m³/empregado-día)
Refino petróleo	14,8
Química	16,0
Fabricación de produtos básicos, excluídos os farmacéuticos	5,9
Resto	
Alimentación:	
Industrias, alcohois, viños e derivados da fariña	0,5
Resto	7,5
Papel:	
Fabricación de pasta de papel, transformación papel e cartón	20,3
Artes gráficas e edición	0,6
Curtidos	3,3
Material de construcción	2,7
Transformados do caucho	1,8
Téxtil:	
Téxtil seco	0,6
Téxtil ramo da auga	9,2
Transformados metálicos	0,6
Resto	0,6

Tabla 8. Dotación para industrias según el sector industrial (Plan Hidrológico de Galicia Costa)

En este proyecto dos de las actividades que nos ocupan pertenecen al sector de “*transformados metálicos*” y la tercera actividad se incluye en la categoría de “*resto*” de la tabla superior. Con lo cual para todos los casos la dotación a considerar es la misma: **0,6 m³/ empleado-día**.

El número de empleados aparecen en el punto 2.1.1. “*Situación Actual*” del presente anejo y son los siguientes:

Taller metálico	3
Agrícola Pardiñas	6
TIVAYGASA	100
TOTAL	109

Se obtiene la demanda diaria media industrial, $QD_{m,ind}$:

$$QD_{m,ind} = 109 \text{ empleados} \cdot 0,6 \frac{m^3}{\text{empleado} \cdot \text{día}} = 65,4 \frac{m^3}{\text{día}} = 2,725 \frac{m^3}{\text{hora}} = 0,757 \frac{L}{s}$$

El caudal de infiltración considerado se define a partir de la siguiente ecuación:



$$QD_{m,inf} = K \cdot (QD_{m,urb} \cdot Cp_{est,urb} + QD_{m,ind})$$

Siendo K , $QD_{m,urb}$, $Cp_{est,urb}$ los valores previamente definidos, y $QD_{m,ind}$ el caudal diario medio anual de agua residual de origen industrial. Aplicando esta expresión para cada una de las zonas de actuación se obtienen los valores de:

$$QD_{p,total} = QD_{p,urb} + QD_{m,ind} + QD_{m,inf}$$

	$QD_{p,urb} \left(\frac{m^3}{hora} \right)$	$QD_{m,ind} \left(\frac{m^3}{hora} \right)$	$QD_{m,inf} \left(\frac{m^3}{hora} \right)$	$QD_{p,total} \left(\frac{m^3}{hora} \right)$	$QD_{p,total} \left(\frac{L}{s} \right)$
GUITIRIZ	31,716	0,000	15,858	42,288	11,747
ZONA A	1,603	0,000	0,802	2,138	0,594
ZONA B	0,786	2,725	1,363	4,088	1,135
ZONA C	34,105	0,000	0,394	1,050	0,292
TOTAL	28,422	2,725	18,416	49,563	13,767

3.1.3.CÁLCULO DE CAUDALES PUNTA

El consumo diario, y por tanto el vertido, no se realiza de forma uniforme. Por tanto es necesario considerar el caudal punta horario que llegará a la E.D.A.R. para evitar su saturación.

Por tanto se define como caudal horario punta urbano de aguas residuales en el día de máximo consumo en el año como:

$$QH_{p,urb} = QD_{p,urb} \cdot Cp_{h,urb} = QD_{m,urb} \cdot Cp_{est,urb} \cdot Cp_{h,urb}$$

Como antes, $Cp_{est,urb} = 1,2$ y $Cp_{h,urb}$ es el coeficiente punta de variación horaria de la demanda de agua urbana a lo largo del día. Se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$Cp_{h,urb} = 1,6 \cdot \left(1 + \left(\frac{1}{QD_{m,urb}} \right)^{0,5} \right)$$

Coeficiente punta de Guitiriz, $Cp_{h,urb} = 1.91$

	$QD_{m,urb} \left(\frac{m^3}{hora} \right)$	$Cp_{h,urb}$	$QH_{p,urb} \left(\frac{m^3}{hora} \right)$
GUITIRIZ	26,43	1,91	60,578
ZONA A	1,336	2,984	4,784
ZONA C	0,656	3,575	2,814
TOTAL	28,422	8,469	68,176

Para las aguas industriales, el caudal horario punta se calcula de manera similar:

$$QH_{p,ind} = QD_{m,ind} \cdot Cp_{h,ind}$$

Siendo $Cp_{h,ind}$ el coeficiente punta de variación horaria de la demanda de agua industrial a lo largo del día y se calcula de la manera siguiente:

$$Cp_{h,ind} = (24/horas \text{ xornada laboral}) \cdot (365/n^\circ \text{ de días traballados ao ano})$$

Las empresas de esta pequeña nave industrial trabajan 8 horas al día y 220 días al año, resultando un $Cp_{h,ind}$ de 4,97.

$$QH_{p,ind}^B = 2,725 \frac{m^3}{hora} \cdot 4,97 = 13,543 \frac{m^3}{hora}$$

Al no considerarse la existencia de puntas horarias en la infiltración se cumple que:

$$QH_{p,inf} = QD_{m,inf}$$

Por lo que el caudal horario punta total (suma de aguas residuales urbanas, industriales y de infiltración) queda definido de la siguiente manera:

$$QH_{p,total} = QH_{p,urb} + QH_{p,ind} + QH_{p,inf}$$

	$QH_{p,urb} \left(\frac{m^3}{hora} \right)$	$QH_{p,ind} \left(\frac{m^3}{hora} \right)$	$QH_{p,inf} \left(\frac{m^3}{hora} \right)$	$QH_{p,total} \left(\frac{m^3}{hora} \right)$
GUITIRIZ	60,578	0.000	15,858	76,436
ZONA A	4,784	0	0,802	5,586
ZONA B	0	13,543	1,363	14,906



ZONA C	2,815	0	0,393	3,208
TOTAL	68,177	13,543	18,416	100,136

4. CÁLCULO DE LAS CARGAS CONTAMINANTES

De igual modo que para la determinación de los caudales se estima una dotación global por persona y día para todos los consumos, en el cálculo de las cargas de contaminación se usa una dotación de carga contaminante. Las unidades de estas dotaciones son gramos por habitante y día de cada contaminante (g/h.d).

Al no ser posible obtener datos de cargas contaminantes fiables, dada la imposibilidad de llevar a cabo estudios de caracterización del agua residual, nos basaremos en los valores que recomiendan la bibliografía y el libro “*Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertido y reutilización*” de Metcalf y Eddy.

Así, en aguas residuales urbanas, se pueden adoptar los siguientes valores de dotaciones de contaminación:

Cargas de contaminación por habitante – equivalente	
DBO5 (g/hab·día)	75
SS (g/hab·día)	90
NTK (g/hab·día)	15
Nitrógeno en forma NH ₄ (g/hab·día)	9
P Total (g/hab·día)	4,5
P Orgánico (g/hab·día)	1,5
Coliformes fecales (CF/hab·día)	2·10 ⁹

5. CUADRO RESUMEN DE CAUDALES Y CARGAS DE DISEÑO

A continuación se presentan unas tablas que recogen los caudales y cargas de contaminación que serán empleadas en el diseño de la E.D.A.R.

Se exponen los caudales calculados para la totalidad de la zona, es la actuación para todo el conjunto la alternativa que finalmente se llevará a cabo.

ANEJO Nº 2: ESTUDIO DEMOGRÁFICO, CÁLCULO DE CAUDALES Y CARGAS CONTAMINANTES

La totalidad de los caudales a tratar incluye el núcleo urbano de Guitiriz, la zona de Pardiñas y el área de servicio de la A-6.

Las cargas contaminantes de los principales parámetros se estiman en función de las cargas por habitante en redes unitarias y el caudal medio para tiempo seco, obteniéndose los valores que se muestran al final de la siguiente tabla “Generación de caudales y cargas contaminantes”.

GENERACIÓN DE CAUDALES Y CONCENTRACIONES		
AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS		
	VALOR DISEÑO	VALOR CÁLCULO
Habitantes actuales	5.529	
Habitantes futuros a saturación	5.893	
Dotación (L / h·d)	120(Gui) 96(Par)	
CAUDAL MEDIO AGUA RESIDUAL URBANA (A.R.U.)		
m ³ /d		324,864
L/s		90.240
COEFICIENTE PUNTA		2.730
CAUDAL PUNTA FUTURO A SATURACIÓN AGUA RESIDUAL URBANA (A.R.U.)		
m ³ /d		1.636,218
L/s		454,505
AGUAS DE INFILTRACIÓN		
CAUDAL MEDIO DE INFILTRACIÓN		
m ³ /d		441,984
L/s		122,773
COEFICIENTE PUNTA		1
CAUDAL PUNTA DE INFILTRACIÓN		
m ³ /d		441,984
L/s		122,773

CAUDALES DE CÁLCULO		
	VALOR DISEÑO	VALOR CÁLCULO



CAUDAL MEDIO A SATURACIÓN FUTURO		
m³/d		1.189,512
L/s		330,420
CAUDAL PUNTA A SATURACIÓN FUTURO		
m³/d		2.403,264
L/s		667,573
PORCENTAJES DE LOS COMPONENTES DE AGUA RESIDUAL URBANA (A.R.U.)	CAUDAL MEDIO	CAUDAL PUNTA
AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA (%)	57	68
AGUA RESIDUAL INDUSTRIAL (%)	6	13
AGUA DE INFILTRACIÓN (%)	37	19

CONCENTRACIONES MEDIAS ESTIMADAS DE LAS AGUAS RESIDUALES FINALES	
	VALOR CÁLCULO
POBLACIÓN EQUIVALENTE (h-e)	5.893
CAUDAL MEDIO FINAL (m³/d)	1.189,51
CAUDAL MEDIO FINAL (L/s)	330,42
CONCENTRACIONES FINALES DE CONTAMINACIÓN	
DBO5 (mg/L)	371,56
SS (mg/L)	445,87
NTK (mg/L)	74,31
Nitrógeno en forma de NH4 (mg/L)	44,59
P Total (mg/L)	22,29
P Orgánico (mg/L)	7,43
Coliformes fecales (CF/L)	9.908.281,56



ANEJO Nº3: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS





ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. SITUACIÓN ACTUAL
3. ÁMBITO DE ACTUACIÓN DEL PROYECTO
 - 3.1. Alternativas
 - 3.2. Criterios de valoración de alternativas
 - 3.2.1. Aspectos económico-financieros
 - 3.2.2. Aspectos funcionales
 - 3.2.3. Aspectos ambientales
 - 3.3. Valoración de alternativas
 - 3.4. Elección de la mejor alternativa
4. DEFINICIÓN GENERAL DEL PROYECTO A REALIZAR
 - 4.1. Metodología de estudio
 - 4.2. Exigencias de vertido
 - 4.3. Descripción general de las líneas de tratamiento
5. CONCLUSIÓN FINAL

APÉNDICE I: PLANOS DE LAS ALTERNATIVAS

1. ALTERNATIVA I
2. ALTERNATIVA II
3. ALTERNATIVA III





1. INTRODUCCIÓN

En este anejo se definirá el alcance de proyecto así como se plantearán las posibles soluciones para resolver el problema y se elegirá la mejor de ellas en función de los criterios que se usarán para valorarlas.

Este estudio de alternativas se dividirá en las siguientes fases:

- En la primera fase se trata de definir el alcance general del proyecto, el problema de saneamiento existente en ese ámbito y su solución general.
- En la segunda fase se elegirá el proceso de tratamiento que se aplicará en la actuación que se procederá a proyectar.
- Y por último, en la tercera fase se llevará al sitio concreto en dónde se materializará la solución.

2. SITUACIÓN ACTUAL

El presente proyecto de saneamiento y depuración de la parroquia de Pardiñas se desarrolla dentro de la mitad oeste del territorio que abarca el ayuntamiento de Guitiriz, en la provincia de Lugo.

El municipio de Guitiriz limita por el norte con los ayuntamientos de Monfero (A Coruña) y Xermade (Lugo), por el este con el de Villalba y Begonte, por el sur con de Friol; y por el oeste con los de Curtis y Sobrado.

Su situación geográfica se encuentra entre 43° 06' y 43° 20' latitud Norte, y entre los 7° 41' y 7° 58' longitud Oeste según el Meridiano de Greenwich.

El ayuntamiento de Guitiriz tiene una parte de la población agrupada en dos núcleos de cierta entidad, Guitiriz (1.561 hab) y Pobra de Parga (420 hab), pero la mayoría de la población se encuentra en forma diseminada en lugares y aldeas. Sólo los núcleos de Guitiriz, Parga y Sanguñedo poseen una red de saneamiento municipal, que recoge las aguas residuales generadas y las conduce hasta sendas plantas depuradoras. Por lo tanto, el 68% de la población no envía sus aguas residuales a la red de saneamiento municipal.



Figura 1. Situación geográfica de Guitiriz

3. ÁMBITO DE ACTUACIÓN DEL PROYECTO

En este proyecto fin de grado se pretende resolver el problema de saneamiento en la parroquia de Pardiñas, así como sus alrededores, incluyendo el área de servicio de Guitiriz (A-6, km 538). El núcleo de Pardiñas fue previsto de una red de colectores principal que se encargaría de conducir las aguas hasta una fosa que nunca se llegó a poner en funcionamiento, posiblemente por no reunir los requisitos técnicos necesarios, además de estar en un terreno inundable e inadecuado para esta misión. Hoy en día se desconoce el estado de esta fosa y cuesta adivinar su presencia.



Foto 1. Ubicación de la fosa de Pardiñas



Foto 2. Recinto en el que se encuentra la fosa

Se pretende aprovechar estos colectores que nunca han dado servicio para **equipar a toda la zona de Pardiñas: el núcleo rural, las viviendas próximas a la N-6 (San Juan y Pégamo) a las que se dejó aisladas de cualquier posible saneamiento), y al área de servicio de la A-6; de una red de saneamiento acompañada de su correspondiente EDAR apta y eficaz para la situación actual y futura de población y desarrollo industrial.**

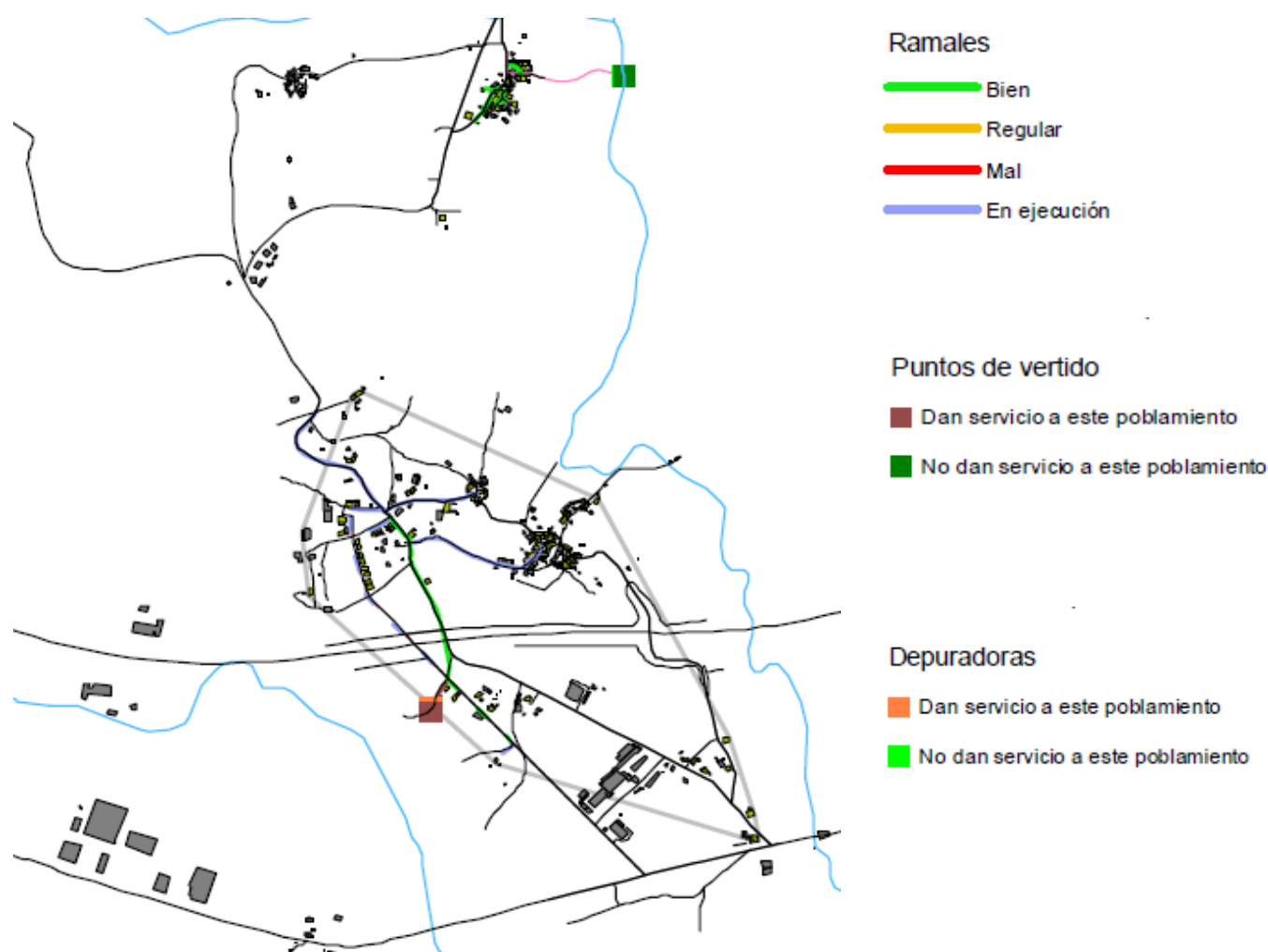


Figura 2. Zona de actuación del proyecto (Pardiñas)

Se debe dejar claro que la *Figura 2* no refleja la realidad escrupulosamente porque la situación de la depuradora existente no se corresponde. En el gráfico aparece en color salmón, que, según se ve en la leyenda al margen derecho, indicaría que la depuradora da servicio a Pardiñas, lo cual no es cierto. Esta depuradora nunca se llegó a poner en funcionamiento, de ahí la crispación de los vecinos de Pardiñas. Y que en realidad es el motivo principal que justifica la existencia de este proyecto.

En cuanto a la red, como es de suponer, tampoco se puso en funcionamiento y por lo tanto se desconoce su estado actual. Hay que tener en cuenta que las obras fueron realizadas intermitentemente y lo que aún es peor, la ejecutaron diferentes empresas sin haber coordinación entre ellas, de ahí el precario resultado.

En la parte superior de esta misma figura se puede apreciar otros núcleos de casas. Uno de ellos sí que presenta una red de saneamiento y depuradora en buen estado, tal y como se puede ver en la figura, este núcleo es el Sanguñedo. Los otros dos que están próximos a él reciben el nombre de Amariz y As Brañicas, situados al Oeste y Suroeste, por este orden, con respecto al Sanguñedo. Estos dos pequeños núcleos que carecen del servicio no fueron incluidos en el ámbito de actuación que nos ocupa por estar geográficamente y topográficamente mucho más cerca del Sanguñedo que de Pardiñas. En caso de incluirse a un sistema de saneamiento existente, lo más ventajoso y económico sería unirlos al del Sanguñedo y no al de Pardiñas.

También es necesario incluir en este sistema de saneamiento a proyectar el área de servicio de la A-6, debido a la mala calidad que presentan sus efluentes y a la contaminación que provocan en su entorno. Sin embargo, no se van a tener en consideración las aguas que se generen en el polígono industrial de Guitiriz porque en este polígono ya existe una red de saneamiento y no es necesaria realizar ninguna modificación por ahora.

Concluyendo, **la población equivalente total a sanear es de 607 hab-eq**, véase el Anejo Nº 2 “ESTUDIO DEMOGRÁFICO, CÁLCULO DE CAUDALES Y CARGAS CONTAMINANTES”

3.1. Alternativas

Para resolver este problema de saneamiento se barajarán tres posibles soluciones y se elegirá la mejor de ellas. Las posibilidades a considerar son las siguientes:

ALTERNATIVA I

Construcción de una E.D.A.R. independiente que dé servicio a la definida zona de actuación que se compone de los siguientes puntos:

- ✓ Pardiñas
- ✓ San Juan y Pégamo
- ✓ Naves de la carretera del Baleario
- ✓ Área de servicio de Guitiriz (A-6, km 538)



Tal y como aparecen en el Anejo Nº2 "ESTUDIO DEMOGRÁFICO, CALCULO DE CAUDALES Y CARGAS CONTAMINANTES" del presente proyecto. Se muestra a continuación la división en tres zonas por motivos geográficos y por la naturaleza del agua residual principalmente:

- ✓ Zona A: Pardiñas, San Juan y Péngamo
- ✓ Zona B: Naves de la carretera del Balneario, (taller metálico, Agrícola Pardiñas y TIVAYGASA)
- ✓ Zona C: Área de servicio A-6 km 538.

El trazado de los colectores se basará en la red existente aprovechándose en la medida de lo posible para dar servicio a toda la zona y tratará de adaptarse a las carreteras y caminos existentes para minimizar expropiaciones, reducir costes y tener un buen acceso para su posterior control y mantenimiento. Además se intentará que los caudales circulen por gravedad exclusivamente, y así no tener que considerar la necesidad de tener que hacer ningún bombeo, lo cual no tiene sentido hacer si puede evitarse.

La ubicación de la E.D.A.R será en una parcela colindante al río Dá o río Pardiñas en una zona que permita llevar todas las conducciones a ella por gravedad. Por lo tanto esta zona estará a menor cota que las aglomeraciones a sanear. Independientemente del lugar exacto en el que se ubicará finalmente, se estimará su coste en función de la población en habitantes equivalentes objeto de este proyecto de la manera siguiente:

$$\text{Coste} \left(\frac{\text{€}}{\text{h-e}} \right) = 4320 \cdot (h - e)^{-0.375}$$

Estos habitantes reales se refieren a la población futura estimada para el cálculo que es de 607 h-e, resultando un **coste estimado de construcción de una nueva E.D.A.R. de 237.124,637 €.**

Los tramos de colectores que habría que construir y conectar a los ya existentes son los siguientes:

- Ramal área de servicio: 521 m
 - o Tramo mediante perforación dirigida: 46 m (a mayores)
- Ramal a EDAR: 1.156 m

Que suman un total de **1.677 m de red de colectores convencional** y además un **tramo de perforación dirigida de 46 m.**

- Ventajas e inconvenientes

Su principal ventaja frente a otras alternativas es el punto de vertido a una corriente de aguas con suficiente entidad para el volumen de agua que se verterá durante todo el año. En la época estival, el río Pardiñas, o río Dá, mantiene un nivel de agua suficiente, aunque sea un año especialmente seco. Aunque esta condición también se reúne para la alternativa II, éste punto de vertido será a otro río situado a mayor distancia de los núcleos que nos ocupan.

Otra ventaja fundamental frente a las otras alternativas es la proximidad del punto de vertido con respecto a la zona de actuación y por supuesto su situación lógica y estratégica para llevar las conducciones por gravedad exclusivamente.

Su principal inconveniente son los costes que supone construir una E.D.A.R. nueva, que no es necesario en las otras dos alternativas.

ALTERNATIVA II

Conexión de la población a sanear a la red de saneamiento del núcleo de Guitiriz, con la correspondiente ampliación de su E.D.A.R.

El ayuntamiento de Guitiriz consta de una red de saneamiento unitaria que da servicio a su núcleo urbano y emite sus vertidos sobre el río Landroil como se puede ver en la siguiente imagen:

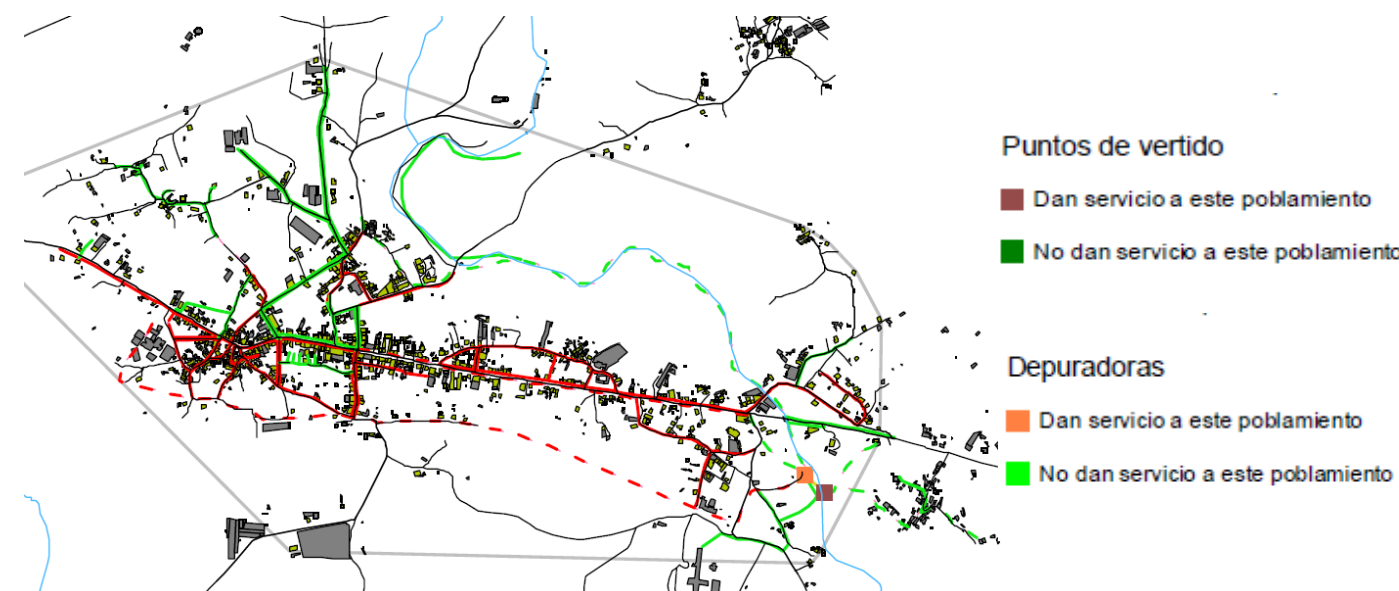


Figura 3. Red de saneamiento de Guitiriz

La E.D.A.R. de Guitiriz responde a un tratamiento biológico en modalidad de aeración prolongada, en la que el tratamiento biológico tiene geometría circular ocupando el reactor biológico el perímetro y el decantador secundario la parte central.

Figura 7. Proceso de tratamiento

Se puso en funcionamiento en el 2004 está dimensionada para 2400 h-e. Al ser una red unitaria, en tiempo de lluvia, se vierte por el by-pass del pozo de gruesos una parte importante del caudal que llega a la depuradora.

Los análisis de las aguas a la salida de la depuradora confirman que tienen los valores adecuados de DBO5, DQO, SS y coniformes para poder ser vertidos a medio fluvial.

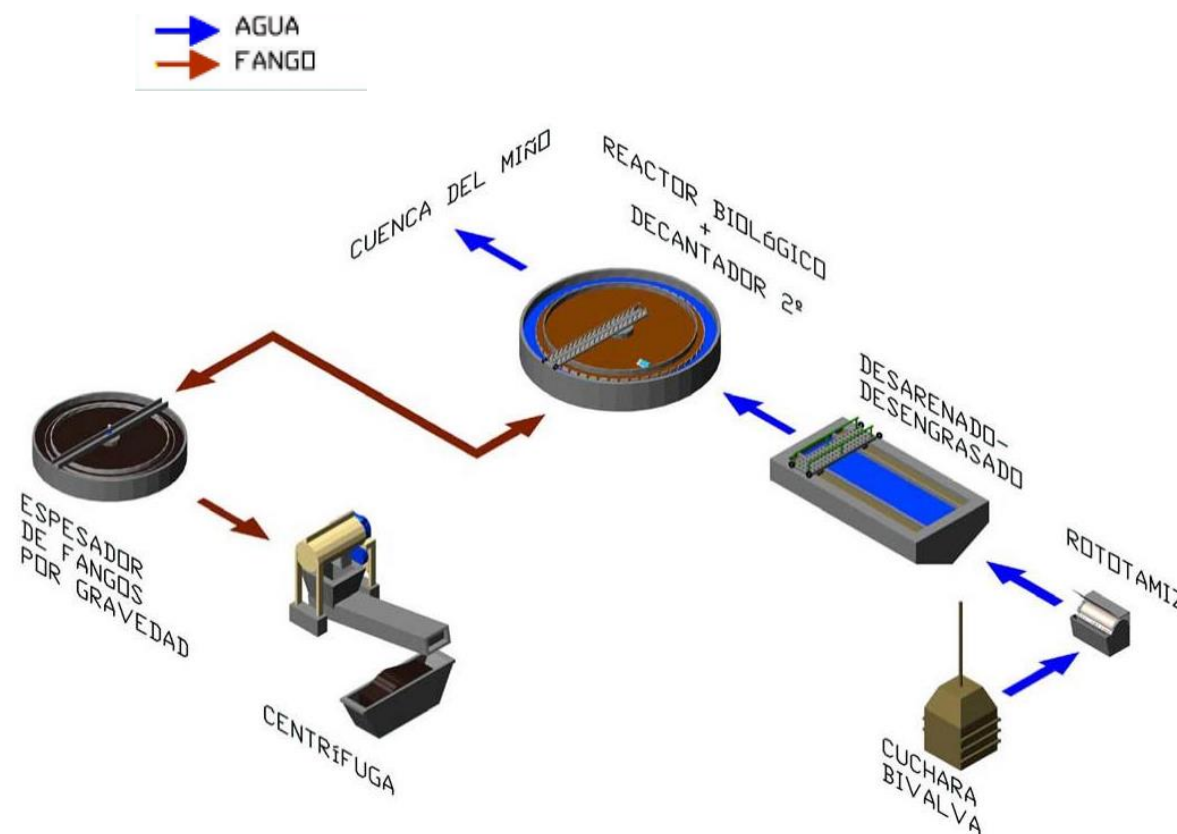
La zona de actuación es la misma:

- ✓ Pardiñas
- ✓ San Juan y Péngamo
- ✓ Naves de la carretera del Balneario
- ✓ Área de servicio de Guitiriz (A-6, km 538)

El trazado de los colectores intentará seguir el trazado de las carreteras para minimizar expropiaciones y para tener buen acceso para su posterior mantenimiento. Las conducciones necesarias para conectar esta nueva población de proyecto a la depuradora se adaptarán a las existentes, dándole continuidad de trazado, geometría transversal, sección tipo, etc. Esta ampliación de la red de la Alternativa I discurre sobre la N-VI.

Debido al aumento considerable de la población de proyecto que tendrá que tratar la existente E.D.A.R., es preciso realizar una ampliación de ésta, ya que no es capaz de asumir este volumen a mayores. Como ya se ha mencionado antes, la población equivalente de diseño es de 2400 h-e y teniendo en cuenta que la población estacional máxima, sólo del núcleo urbano de Guitiriz (el que tiene servicio de alcantarillado), es de 2626 habitantes. Lo que manifiesta que la E.D.A.R. (construida en el 2004), está infradimensionada para la población actual de Guitiriz, con lo cual no se puede ni pensar en incorporar un volumen de aguas a mayores sin tomar las medidas oportunas de ampliación de las instalaciones.

Esta alternativa aprovechará el trazado de la alternativa I (que discurre por gravedad) y a partir de su finalización (punto bajo), se dispondrá de una impulsión para conducir las aguas hasta donde ya puedan circular por gravedad.





A mayores de la red de la Alternativa I (**1.677 m + 46 m de perforación dirigida**), el tramo de colector que habría que construir para conectar ambos núcleos sería de **435 m de conducción por impulsión** y **407 m de conducción por gravedad**. Lo que supone un total de:

- **Conducciones por gravedad: 2.084 m**
 - o **Tramo de perforación dirigida: 46 m**
- **Conducciones por impulsión: 435 m, (altura de bombeo: 8 m)**
- Ventajas e inconvenientes

La ventaja principal de esta alternativa es que no se tendría que construir una E.D.A.R. nueva, sino que bastaría con ampliarla, que es más ventajoso económicamente. Cabe destacar que esta característica favorable es a costa de aumentar la longitud de los colectores a ampliar. Hay que evaluar los costes que supondría una solución frente a la otra.

Como inconveniente hay que citar que sería necesario bombear los caudales desde el ámbito de actuación del proyecto hasta los colectores de la red del núcleo de Guitiriz, debido a que pasa el río Dá entre ellos y Guitiriz se encuentra a mayor cota. La bomba a colocar tiene que suministrar una altura de 8m.

En principio no se considerará tener que redimensionar la red por el aporte de caudal a mayores.

ALTERNATIVA III

Prolongar la red hasta el Parque Empresarial de Guitiriz, que ya posee servicio de saneamiento y en este punto se realizará su tratamiento.

La población a sanear es:

- ✓ Pardiñas
- ✓ San Juan y Pégamo
- ✓ Naves de la carretera del Balneario
- ✓ Área de servicio de Guitiriz (A-6, km 538)

Como en la anterior alternativa, se aprovechará el trazado de la alternativa I (que discurre por gravedad) y a partir de su finalización (punto bajo), se dispondrá de una impulsión para conducir las aguas hasta donde ya puedan circular por gravedad. Esta ampliación también irá sobre el trazado de la N-VI.

A mayores de la red de la Alternativa I (**1.677 m + 46 m de perforación dirigida**), el tramo de colector que habría que construir para impulsar las aguas hasta el Parque Empresarial de Guitiriz en donde han de recibir su tratamiento, es de **924 m de conducciones forzadas** y **365 m de conducción por gravedad**. Que en conjunto suman:

- **Conducciones por gravedad: 2.042 m**
 - o **Tramo de perforación dirigida: 46 m**
- **Conducciones por impulsión: 924 m, (altura de bombeo: 18 m)**
- Ventajas e inconvenientes

Como ocurre en la Alternativa II, no se tendría que realizar una E.D.A.R. nueva, sino que bastaría con la ampliación de las instalaciones de tratamiento de las aguas residuales del Parque Empresarial de Guitiriz.

La parte desfavorable de esta alternativa es el incremento económico de los costes de la conducción forzada, al tratarse de un tramo en impulsión con riesgo de acumulación de aire y también de sufrir golpe de ariete debido a su variable geometría en alzado. También la bomba necesaria para este tramo en impulsión debe ser mucho más potente que para la Alternativa II, la altura de bombeo que debe aportar es de 18m, frente a los 8 m de la alternativa anterior.

En principio no se considerará tener que redimensionar la red por el aporte de caudal a mayores.

3.2. Criterios de valoración de alternativas

Cada una de las alternativas planteadas, posee unas características particulares que han de tenerse en cuenta a la hora de realizar el proyecto y su posterior ejecución.

A continuación se describen los factores que se han de considerar y evaluar para elegir la solución más adecuada. Estos serán:

- Factores económico-financieros: costes de construcción, expropiación, costes de explotación, etc.



- Factores funcionales: accesibilidad, topografía, posibilidad de ampliación, facilidad de acometida, etc.
- Factores ambientales: impacto visual, producción de ruido, malos olores, etc.

Dado que de este análisis dependerá la solución final cabe ser estrictos en las asignaciones de pesos y notas de cada opción.

3.2.1. Aspectos económico-financieros

En este apartado se consideraran los costes de cada propuesta. El objetivo de este estudio económico es comparar las alternativas con un mismo criterio, para tener una idea sobre las diferencias entre ellas, pero en ningún caso se pretende conseguir una aproximación al presupuesto final.

El problema de la estimación de estos costes es que no se llega al nivel de detalle, e incluso hay muchos apartados que aún no están definidos por no haber elegido aún el tratamiento. Por todo esto, no se puede obtener un presupuesto ajustado y hay que recurrir a referencias o recomendaciones.

A estos factores se les asigna un mayor peso ya que es un factor de máxima importancia en cualquier proyecto y tendrá una gran relevancia en la selección de las distintas alternativas. Se penalizarán aquellas alternativas que conlleven la necesidad de nuevas obras, a favor de aquellas que intenten aprovechar las instalaciones existentes.

- Costes de construcción

A la hora de seleccionar la alternativa más adecuada, es importante conocer los costes de construcción que conlleva cada una de ellas.

Los factores a tener en cuenta son varios, algunos comunes a todas las alternativas, y otros, diferenciadores, que serán los que haya que valorar para tomar la decisión idónea:

- Colectores a EDAR:

Las características a analizar son la longitud, tanto de tramos impulsados como de gravedad, y el número de bombeos necesarios.

En este proyecto se realizarán conducciones que atraviesan vías de comunicación como por ejemplo, la A-6. En este caso se harán perforaciones dirigidas que supondrán un coste de 1.000 €/m aproximadamente.

- Colectores por gravedad:

Para valorar los costes de construcción de los colectores se suponen colectores de PVC de 315 mm de diámetro para los que circulan por gravedad. En una primera estimación se valorarán los costes de construcción en 100 €/m.

- Conducciones por impulsión:

Para valorar los costes de construcción de los colectores se suponen colectores de polietileno de 90 mm para los tramos impulsados. En una primera estimación se valorarán los costes de construcción en 240 €/m.

- Bombeo:

Los costes de los equipos de bombeo son más difíciles de estimar ya que influyen tanto los habitantes como la altura de bombeo, así como el posible funcionamiento discontinuo, la necesidad de cámaras de bombeo, etc. Se estimará un coste de 10.000 euros para los bombeos nuevos.

- E.D.A.R.:

Los costes derivados de la E.D.A.R también son muy difíciles de estimar, más aún si se tiene en cuenta que todavía no se ha definido el tipo de tratamiento a aplicar. Como aproximación, se recomienda el uso de la siguiente expresión en función de los habitantes equivalentes:

$$Coste \left(\frac{€}{h - e} \right) = 4320 \cdot (h - e)^{-0.375}$$

- Viario de acceso:

Es necesario que la parcela en la que se ubica la EDAR tenga una buena accesibilidad, por lo que deberán acondicionarse los caminos existentes o habilitar nuevos caminos en el caso que dicha accesibilidad no esté asegurada.

Para el camino de acceso, se estima un precio por metro lineal de viario, en el que se incluyen movimiento de tierras, cunetas, materiales...



La Alternativa II ya cuenta con un apropiado viario de acceso, lo que no ocurre con la Alternativa I en la cual habría que construirlo. En la Alternativa III, no se considerará la necesidad de acondicionar un nuevo acceso o modificar el ya existente.

- Costes de explotación

En este apartado se van a tratar los costes derivados de la explotación de la depuradora, como son los relativos a su mantenimiento, a los costes de personal, etc.

Para analizar estos costes se asignan unos pesos atendiendo al porcentaje de coste tienen cada una de las actividades respecto al coste total de explotación. Las notas de cada opción se pondrán en función de su coste, valorándose numéricamente de 1 a 10, siendo 10 la puntuación asignada a la alternativa más económica.

- Costes de mantenimiento y conservación

Dentro de estos costes irán incluidos los derivados del mantenimiento de los diferentes equipos necesarios para el correcto funcionamiento de las depuradoras y los costes de conservación de la obra civil, viales, jardinería, etc:

- Recambios y averías mecánicas
- Recambios y averías eléctricas
- Revisión instalaciones varias
- Retoques albañilería
- Jardinería
- Repaso pintura y mobiliario
- Grasas, aceites y lubricantes

- Costes de personal

Son los derivados de la retribución del personal que trabaja en la EDAR, incluyendo nómina, seguridad social y pluses de. Este personal está formado por:

- Técnicos
- Operarios

- Administrativos

En este caso el número de depuradoras también influye en la valoración, aunque no tanto como en el caso anterior, ya que aunque con cuantas más depuradoras haya más personal se necesita, una parte de este personal podría trabajar en varias EDAR dependiendo de las necesidades de las mismas en cada momento.

- Otros

En este apartado se incluyen todos aquellos gastos fijos que no han sido contemplados en el apartado anterior como son:

- Vestuario personal
- Seguros
- Gastos generales de oficina
- Limpieza oficina, materiales varios
- Transporte de residuos
- Teléfono oficina, imprevistos

Para valorar este apartado se valora únicamente el número de depuradoras de cada alternativa, ya que todos estos gastos son ocasionados independientemente por cada una de ellas.

3.2.2. Aspectos funcionales

En este apartado se consideraran las características técnicas y funcionales de cada propuesta.

Para cada una de las características analizadas, se asignan unos pesos, teniendo en cuenta que, ante todo, es necesario mejorar la situación actual asegurando la calidad del servicio prestado.

Las notas de cada opción se pondrán en función de las ventajas e inconvenientes de cada alternativa, valorándose numéricamente de 1 a 10, siendo 10 la máxima puntuación.

- Superficie disponible



En las distintas parcelas de ubicación de las depuradoras se debe de conocer la superficie útil, el área aprovechable para la realización de las obras.

Por otra parte, la valoración de las expropiaciones de los terrenos privados se realiza en función de dicha superficie utilizable y del coste del terreno, que en general, cuanto más alejado esté una propiedad del suelo urbano, menor es su valor.

Para las Alternativas I y III se dispondría de parcelas suficientemente amplias para la ubicación de los procesos de tratamiento que se diseñarán; pero no ocurre lo mismo para la Alternativa II, la superficie de la parcela en la que se sitúa la E.D.A.R. está ocupada en la zona de la entrada a ambos lados del viario de acceso por un camping para autocaravanas. En caso de surgir la necesidad de necesitar espacio a mayores del recinto ocupado actualmente, se consideraría la opción de cambiar de sitio el camping de autocaravanas.

- Facilidad para realizar ampliaciones futuras

En el presente proyecto ya se tiene en cuenta la posibilidad de la dinámica de crecimiento social y económico, puede variar a lo largo de la vida útil de la depuradora, de forma que la EDAR se quede pequeña, siendo necesaria su ampliación.

- Accesibilidad

Las comunicaciones terrestres hasta la parcela de la EDAR son muy importantes tanto en la fase de construcción como de explotación. Las parcelas que no posean buenos viales de acceso, dificultarán la llegada de los medios que se requieran, ocasionando mayores costes.

Los viales han de conservarse en buen estado durante toda la vida útil de la obra, llevándose a cabo los arreglos necesarios. Si la obra se realiza alejada de los caminos existentes, se ejecutarán los viales de acceso que se consideren precisos.

Se considera una accesibilidad buena para todas las parcelas en las que se proyecte la solución.

- Topografía

Las condiciones geométricas del terreno donde se ubican las obras, tanto de la depuradora como de los colectores, tienen una gran importancia en la evaluación de los movimientos de tierras a realizar. Cuanto más abrupta sea la topografía local, presentará mayores dificultades constructivas y con ello un mayor coste.

Las pendientes existentes y los usos del suelo de la zona serán variables de utilidad.

Los terrenos estudiados no presentan excesivas complicaciones en su topografía, sus pendientes no son grandes, por ello el peso de esta opción es bajo en este estudio.

- Inundabilidad

Las instalaciones de tratamiento de depuración deben ser explotables a lo largo de todo el año, por lo que no se admitirá la inundación de estos espacios. La explanación ejecutada deberá poseer una cota adecuada que impida este suceso.

La cota a la que se encuentran las distintas depuradoras propuestas se supone suficiente para que en ninguna de las parcelas se produzcan inundaciones.

La parcela con menor cota es la de la EDAR de San Cosme por lo que será la menos valorada en este caso, al preverse un aumento del nivel del mar debido al cambio climático, que en ningún caso inundará la parcela destinada para esta depuradora.

- Facilidad de acometida de los servicios

La depuradora debe estar provista de servicios. El edificio de control de la EDAR requiere abastecimiento de agua potable e instalaciones de saneamiento propias, así como suministro eléctrico y telefónico.

En cualquiera de las tres posibles soluciones la instalación de las acometidas necesarias no es nada complejo. En las alternativas II y III, estos servicios ya estarían satisfechos y, en la restante, no supondrían un coste relevante.

- Calidad de servicio prestado

La solución adoptada debe, ante todo, poder satisfacer las necesidades de los núcleos a los que da servicio. Es por ello, que la ubicación debe ser la adecuada y se debe asegurar la calidad del servicio, evitando que se produzcan problemas de retorno.



Por esto consideramos que todas las alternativas tendrán una alta valoración en este aspecto.

3.2.3. Aspectos ambientales

Por las características de las depuradoras de generar molestias por olores, ruidos, residuos, etc. para su entorno próximo, el impacto producido por la nueva planta deberá ser mínimo.

Los principales impactos ambientales y estéticos que conlleva la ejecución de una red depuradora son sobre el medio geomorfológico y geofísico, sobre el agua, sobre la atmósfera, sobre la flora y la fauna, y en el paisaje.

Para cada una de las características analizadas, se asignan unos pesos, teniendo en cuenta que, ante todo, la importancia de que se produzca el mínimo impacto ambiental posible.

Las notas de cada opción se pondrán en función del impacto que produzcan en el medio, valorándose numéricamente de 1 a 10, siendo 10 la puntuación que indica el menor impacto.

- Impacto sobre el medio geomorfológico y geofísico

Las obras provocan una alteración de la morfología del terreno al tener que ejecutarse una explanación en una zona donde las condiciones naturales no lo admitían.

Las características edafológicas de los suelos próximos a los trabajos, sufren cambios a consecuencia de la colocación de las conducciones e instalaciones. Se destacan sobre todo variaciones del nivel freático.

La parcela prevista para la ubicación de la Alternativa I, no es perfectamente llana, tiene desnivel. Por ello, esta alternativa es la más desventajosa porque requeriría aporte de material de relleno para explanar. En las otras dos alternativas no habría que actuar sobre la geomorfología natural de las parcelas.

- Impacto sobre el agua

El presente proyecto da lugar a inevitables cambios en el ciclo hidrológico. Las aguas subterráneas, las superficiales y las de escorrentía varían su flujo natural para adaptarse a la nueva situación.

Las posibles aportaciones subterráneas al cauce, se ven obstaculizadas por las cimentaciones y los depósitos construidos. Mientras que la escorrentía se frena, debido a las obras superficiales.

Teniendo en cuenta el punto de vertido, el mayor impacto se producirá en la zona de vertido sobre el “Regato da Vixía”, al tratarse de un riachuelo de muy poca entidad donde la capacidad de dispersión del medio es inferior, por lo que el tratamiento que se realice en dicha depuradora tiene que ser muy restrictivo con las concentraciones de salida de la EDAR.

- Impacto sobre la atmósfera

Los ruidos durante la ejecución y la explotación, los olores emanados de la EDAR, los posibles aerosoles perniciosos producidos y la contaminación derivada del aumento del tráfico, son los impactos atmosféricos más destacables.

- Los ruidos: se producen tanto durante la ejecución de las obras, como a lo largo de la vida útil de la depuradora. Estos ruidos pueden atenuarse por efecto de la vegetación, los vientos o la topografía, entre otros.
- Los olores: son una contaminación difícilmente cuantificable, estando su percepción sujeta a criterios muy subjetivos. Los productos tratados en las EDAR presentan elevados potenciales de olores, que sólo pueden ser mitigados mediante un diseño y una explotación adecuados.
- Los aerosoles: son pequeñas gotas de líquidos, con un tamaño inferior a las 20 micras, transportadas por el aire. Los provenientes de las plantas de tratamiento de residuales pueden transportar bacterias o virus, generalmente no patógenos. Se pueden distinguir cuatro zonas de afección del efecto nocivo de los aerosoles: de 0 a 100 metros es una zona de riesgo, de 100 a 300 metros de riesgo medio, de 300 a 400 metros pueden localizarse bacterias con poca frecuencia y a partir de los 400 metros no hay efecto nocivo.
- El tráfico generado: las obras conllevan un aumento del desplazamiento de los vehículos, con el consiguiente incremento de la contaminación, tanto por los gases como por los ruidos producidos. Tanto la fase constructiva de la planta como la de explotación implican un incremento en el transporte.



En este caso el impacto depende principalmente de la distancia a la población y, en menor medida, de la vegetación, la topografía y los vientos. La alternativa que produce menos impacto en este aspecto es la Alternativa III.

- Impacto sobre el medio socioeconómico

El impacto social de la construcción de una depuradora en una parcela, se centra en los posibles riesgos para la salud pública y el peligro de explosiones.

Los riesgos que pueden plantearse para la salud pública son dos: la propagación de gérmenes patógenos y los accidentes por fugas de cloro.

El peligro de explosiones aparece en el transporte, descarga y almacenamiento del cloro. Su gran reactividad frente a productos orgánicos y minerales puede agravar o provocar incendios y explosiones.

El impacto económico se materializa en diversos efectos sobre los cultivos y zonas de recreo. Las explotaciones agrícolas y ganaderas se ven afectadas por las instalaciones en cada parcela y por la posibilidad de incluir en su gestión el aprovechamiento de los fangos generados.

El menor impacto sobre el medio socioeconómico se produce en la Alternativa III ya que el tratamiento se produciría en un terreno colindante al Parque Empresarial de Guitiriz, con lo cual no hay presencia de casas y no se producen efectos negativos sobre cultivos o zonas de recreo. En el caso de la Alternativa II el impacto económico es mayor por la proximidad a un área para caravanas.

- Impacto sobre la flora y la fauna

Las obras de ejecución en cada una de las explanadas, junto con la red de caminos auxiliares y otros trabajos dispersos, provocan evidentes deterioros del hábitat de la flora autóctona. La flora introducida artificialmente por el hombre, los cultivos y los pastizales, también se verán afectados.

La fauna autóctona ve perturbado su medio por la introducción de una construcción totalmente artificial. Las aves migratorias pueden alterar sus viajes estacionales. Las variaciones de las características de calidad del agua pueden conseguir la sobrepoblación, la subsistencia o la despoblación de las distintas comunidades de fauna acuática.

Al tratarse de una nueva construcción, que antes no existía, seguramente el mayor impacto sobre la flora y fauna lo producirá la Alternativa I.

- Impacto en el paisaje

La construcción de una depuradora de aguas residuales y sus instalaciones complementarias induce un incuestionable impacto en el paisaje al introducir un elemento extraño en el espacio natural, lo que conlleva una afección visual.

En lo referente a la parte antrópica del entorno paisajístico, se adecuarán las fachadas exteriores de los edificios auxiliares de la EDAR a la arquitectura típica de cada zona.

3.3. Valoración de alternativas

La valoración de las propuestas se realiza siguiendo tres bloques fundamentales:

- Factores económico-financieros: costes de construcción, expropiación, costes de explotación, etc.
- Factores funcionales: accesibilidad, topografía, posibilidad de ampliación, facilidad de acometida, etc.
- Factores ambientales: impacto visual, producción de ruido, malos olores, etc.

Dichos factores son valorados en las siguientes tablas. Se elaborará una matriz en la que se recogen todos los criterios evaluados y la puntuación que se le ha asignado para cada alternativa estudiada. A cada uno de los criterios se le asigna un peso, es decir, un valor entre 0 y 1, que refleja la importancia que tiene en el proceso de selección.

La puntuación final de cada alternativa de tratamiento se obtiene calculando la media ponderada.

	COSTES CONSTRUCCIÓN		
	Alternativa I	Alternativa II	Alternativa III
Colectores generales por gravedad			
Unidades (m)	1.677	2.084	2.042
Precio (€/m)	100	100	100



Total (€)	167.700	208.400	204.200
Bombeos			
Unidades (m)	0	1	1
Altura bombeo (m)	0	8	18
Total (€)	0	10.000	10.000
Coletores por impulsión			
Unidades (m)	0	435	924
Precio (€/m)	240	240	240
Total (€)	0	104.400	221.760
Perforación dirigida			
Unidades (m)	46	46	46
Precio (€/m)	1000	1000	1000
Total (€)	46000	46.000	46.000
EDAR			
Total (€)	237.124,64	114.601,48	193.349,72
Viario de acceso			
Total (€)	30.000	0	700
COSTE TOTAL (€)	480.824,64	483.401,48	676.009,72
Diferencia porcentual con la opción más económica (%)	0	0,535921582	40,59381824
NOTA	10	9,95	7,11

	COSTES EXPLOTACIÓN		
	Alternativa I	Alternativa II	Alternativa III
Bombeo	10	7	5
Mantenimiento	7	8	10
Personal	9	8	9
Otros	10	9	10
Total	36	32	34
Nota	10	8,89	9,44

MATRIZ FINAL DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS				
	Alternativa I	Alternativa II	Alternativa III	Pesos
CRITERIOS ECONÓMICOS				
Costes construcción	10	9,95	7,11	0,15
Costes explotación	10	8,89	9,44	0,2
Peso parcial				0,35
CRITERIOS				
FUNCIONALES Superficie				
Ampliación	8	6	8	0,03
Accesibilidad	7	6	9	0,03
Topografía	8	10	8	0,03
Inundabilidad Acometidas	7	8	7	0,05
Calidad	7	8	9	0,09
Peso parcial	8	9	8	0,04
CRITERIOS AMBIENTALES				
Morfología				
Agua	8	8	8	0,03
Atmósfera	7	8	8	0,03
Medio socioeconómico	8	9	8	0,05
Flora y fauna	8	9	6	0,05
Paisaje	7	9	4	0,07
Peso parcial	7	6	8	0,05
VALORACIÓN FINAL				
	8,15	8,22	7,63	1,00

3.4. Elección de la mejor alternativa

A la vista del análisis realizado y de los resultados obtenidos, establecemos que la alternativa que ha obtenido mayor puntuación es la Alternativa II, y es la que se desarrollará en el Proyecto de aquí en adelante.

Esta alternativa II consiste en la conexión de la población a sanear a la red de saneamiento del núcleo de Guitiriz, con la correspondiente ampliación de su E.D.A.R.

A la población a la que se va a dotar del servicio de saneamiento está formada por:

- ✓ Pardiñas



- ✓ San Juan y Péngamo
- ✓ Área de servicio de Guitiriz (A-6, km 538)

Como conclusión, la actuación a realizar se compone de la ampliación del trazado de los colectores existentes hasta la población considerada y la ampliación de la E.D.A.R. de Guitiriz, no sólo para el funcionamiento correcto al aumentar el caudal de tratamiento debido al aumento de la población, sino que también, se tendrá en cuenta el existente infradimensionamiento de la depuradora para satisfacer las necesidades del núcleo para el cual está diseñada como ya se ha comentado anteriormente en la definición de la Alternativa II.

- Definición de la actuación

1. Trazado de la Alternativa I que discurre por gravedad, (ver planos de las alternativas).
2. Impulsión desde la finalización del trazado de la Alternativa I hasta el punto alto que permita que los caudales circulen por gravedad a partir de él.
3. Obras de ampliación de la E.D.A.R. de Guitiriz.

- Conducciones

- Conducciones por gravedad: 2.084 m
 - Tramo de perforación dirigida: 46 m
- Conducciones por impulsión: 435 m, (altura de bombeo: 8 m)

4. DEFINICIÓN GENERAL DEL PROYECTO A REALIZAR

4.1. Metodología de estudio

Tras el estudio de alternativas realizado se ha llegado a la conclusión que la alternativa a realizar en el presente proyecto es una ampliación de la red de colectores de Pardiñas hasta comunicarla con la del núcleo de Guitiriz y realizar las pertinentes obras de ampliación en la correspondiente E.D.A.R.

Como es lógico, todos los procesos que sean capaces de soportar el aumento del caudal que llegará a la E.D.A.R., se mantendrán y se ampliarán aquéllos otros que no aseguren el correcto funcionamiento, aprovechándolos en la medida de lo posible para reducir los costes que ocasionará la ampliación y la futura explotación de la misma.

En el siguiente apartado se recuerda la normativa vigente de vertido a la que se debe ceñir la E.D.A.R. que nos ocupa, la directiva comunitaria 91/271/CEE.

4.2. Exigencias de vertido

Los objetivos de calidad que han de cumplir los vertidos vienen fijados por la legislación vigente:

- Directiva comunitaria 91/271/CEE, relativa al tratamiento de las aguas residuales urbanas.
- Directiva comunitaria 75/440/CEE de las aguas superficiales.
- LEY DE AGUAS 29/85 (Dir.76/464/CEE) Real Decreto 849/86 por el que se aprueba el Reglamento de Dominio Público Hidráulico, que desarrolla la Ley de aguas 29/85.
- Real Decreto 927/88 por el que se aprueba el Reglamento de la Administración Pública del Agua y de la Planificación Hidrológica en desarrollo de los títulos II y III de la Ley de Aguas.
- Plan Nacional de Saneamiento y Depuración de Aguas Residuales aprobado en 1995.
- Plan de Saneamiento de Galicia, 2000-2015.

El vertido de las aguas residuales que trata la depuradora se hace sobre la cuenca del Miño.

La población de diseño actual de la E.D.A.R. de Guitiriz es de 2.400 habitantes equivalentes, con la ampliación de la depuradora que se propone en el presente proyecto se aumentará esta población a 5.893 h-e (a partir de ahora 5.900 h-e).

La directiva comunitaria 91/271/CEE establece unas exigencias en cuanto al tratamiento en función del tamaño de la población y de la clasificación del medio receptor para los vertidos a aguas costeras, según se indica en el cuadro siguiente:



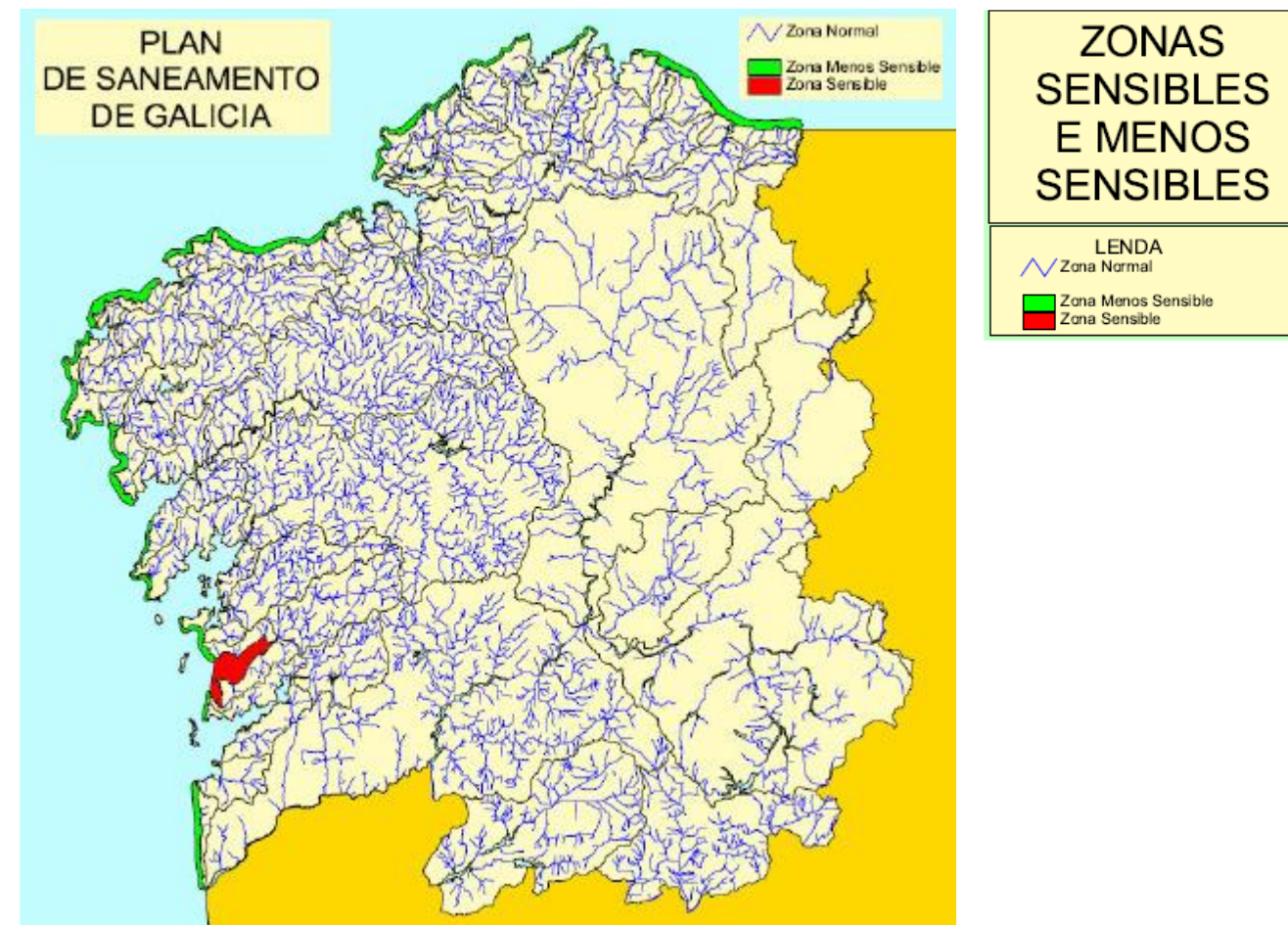
Aglomeración P (en h-e)	Zona menos sensible	Zona normal		Zona sensible
	Estuarios	Aguas dulces y estuarios	Alta montaña	Aguas dulces y estuarios
< 2.000	T.A.	T.A.	T.A.	T.A.
2.000 ≤ P < 10.000	T.1º	T.2º	T.2º *	T.2º
≥ 10.000	T.2º	T.2º	T.2º *	T.3º

Grado de tratamiento mínimo exigido en vertido a aguas dulces y estuarios

- T.A. (Tratamiento adecuado): proceso de tratamiento en el que se han de cumplir los objetivos de calidad de las aguas receptoras y las Directivas europeas.
- T.1º (Tratamiento primario): proceso que cumple los requisitos de eliminación de SS y DBO5.
- T.2º (Tratamiento secundario): proceso que cumple los requisitos de eliminación de DBO5, SS y DQO. En general, se sigue un tratamiento biológico.
- T.3º (Tratamiento terciario): tratamiento con procesos de eliminación de nutrientes, N y/o P.

De acuerdo con el plan de saneamiento de Galicia 2000-2015, en el que se definen las zonas menos sensibles, normales y sensibles, la E.D.A.R. de Guitiriz realiza su vertido en una zona normal.

En la siguiente imagen se aprecia lo indicado:



Clasificación de las Zonas según el Plan de Saneamiento de Galicia 2000-2015

Para el caso del municipio de Guitiriz el tamaño de la aglomeración a la que tiene que satisfacer la nueva E.D.A.R. está entre los 2.000-10.000 habitantes equivalentes. Además, como ya se indicaba anteriormente se trata de una Zona clasificada como Normal y con vertido a la cuenca del Miño. Así, el tratamiento mínimo exigido para el que debe diseñarse la nueva Estación Depuradora de Aguas Residuales de Guitiriz es de un tratamiento secundario.

Las características exigibles al efluente de la futura Estación Depuradora de Aguas Residuales:



Parámetro	Rango exigible	Reducción mínima (%)
DBO ₅	≤ 25 mg/l	70-90 en tratamiento secundario
DQO	≤ 125 mg/l	75 en tratamiento secundario
SS	≤ 35 mg/l	90 en tratamiento secundario
NTK (Nitrógeno total)	≤ 20 mg/l	70-80 (sólo áreas sensibles)
P _{total} (Fósforo total)	≤ 2 mg/l	80 (sólo áreas sensibles)
pH	5,5 - 9,0	

4.3. Descripción general de las líneas de tratamiento

En este caso la actual depuradora ya cuenta con un tratamiento secundario, por lo que en el proyecto que nos ocupa, la ampliación de la actual depuradora, se llevará a cabo el mismo tratamiento que presenta actualmente la EDAR, con una mayor capacidad y algunas mejoras:

- TRATAMIENTO

- I. LÍNEA DE AGUAS

A continuación se recorrerá la secuencia de procesos que afecta al agua que llega en el afluente a la estación depuradora. El esquema general de procesos sucesivos que se siguen habitualmente en las depuradoras es el siguiente:

- Pozo de gruesos y aliviadero.
- Pretratamiento, formado por desbaste grueso, desbaste fino y desarenador-desengrasador.
- Decantación primaria.
- Tratamiento biológico.
- Decantación secundaria.
- Vertido final

- 1) *POZO DE GRUESOS Y ALIVIADERO*

En este caso la E.D.A.R. contará con un aliviadero previo localizado en una arqueta de conexión de los colectores antes del pretratamiento que impide que entre un caudal mayor al de diseño de la planta. Posteriormente, a través de un colector de 700mm entrará en el pozo de gruesos el agua residual que debe ser tratada por la planta.

El pozo de gruesos se utiliza para la extracción de grandes sólidos o de arenas, cuando estas llegan en cantidades excesivas, siendo una primera criba en la depuración del afluente y protegiendo los posteriores sistemas de la EDAR. Este pozo consiste en un depósito que se coloca en cabecera de planta, con fondo tronco-piramidal invertido. Sus paredes laterales tienen pendientes de como mínimo 45° con el fin de concentrar los sólidos y las arenas decantadas en una zona concreta para su fácil extracción. Dicha extracción se realiza con cucharas bivalvas guiadas con puentes-grúa, en este caso se aprovechará la cuchara y el puente grúa existente, aunque modificando su posición.

2) *PRETRATAMIENTO*

Su objetivo es separar o extraer del agua la mayor cantidad posible de las materias transportadas a través de los colectores y que, por su naturaleza, crean problemas en los tratamientos posteriores (obstrucción de tuberías, desgaste de equipos, formación de costras y enarenado de digestores anaerobios, etc.). Del buen funcionamiento de este sistema dependerá en buena parte la eficacia del resto de los elementos ya que la entrada de elementos de grandes dimensiones en fases posteriores produciría el bloqueo del proceso.

Las operaciones que se incorporarán en el pretratamiento serán:

- **Desbaste de sólidos gruesos:**

En primer lugar, para el desbaste grueso se utilizarán rejillas (entre 50 y 100 mm de separación entre barras y entre 12 y 25 mm de espesor de barrote), que pueden ser verticales, circulares o inclinadas y de limpieza manual o automática con intervalo de limpieza fijo o variable.

Se elige el sistema automático por motivos de mantenimiento y explotación y unas rejillas verticales ya que las inclinadas se usarían en caso de sistema de limpieza manual para facilitar su limpieza. Es sabida la importancia de los gastos de explotación y mantenimiento que tienen las depuradoras de aguas



residuales, sobre todo en plantas de reducido tamaño como esta. Esto nos podría llevar a pensar que lo más adecuado sería la limpieza manual, ya que sería realizada por el personal de mantenimiento sin costes adicionales. Sin embargo, esta limpieza tiene que ser casi constante y la recomendación de encargados de plantas similares a la nuestra es que se disponga de limpieza automática pues de lo contrario el funcionamiento de la planta sería deficiente.

El intervalo de limpieza se elige variable por motivos de ahorro de energía ya que sólo se pondría en funcionamiento cuando la maquinaria lo esté y la cantidad de materia que retendrá de cada vez será mayor. Además se consigue así un menor desgaste de la maquinaria.

▪ **Desbaste de sólidos finos:**

El desbaste fino se diseña con el objetivo de extraer del agua sólidos de menor tamaño de los eliminados en el desbaste grueso.

Las posibilidades para el desbaste fino son rejillas finas (entre 10 y 25 mm de separación entre barras y entre 6 y 12 mm de espesor de barrote) y tamices estáticos o rotatorios. La tendencia actual es el uso de tamices puesto que el rendimiento del proceso es más elevado que con las rejillas finas.

La EDAR cuenta actualmente con un tamiz rotativo autolimpiante.

▪ **Desarenado-desengrasado:**

El desarenado tiene por objeto eliminar las materias pesadas de tamaño superior a 200 micras, con el fin de evitar que se produzcan sedimentos en los canales y conducciones, para proteger las bombas y otros aparatos contra la abrasión y para evitar sobrecargas en los procesos posteriores.

El desengrasado tiene por objeto eliminar las grasas, espumas y demás materias flotantes, que podrían perturbar procesos posteriores. Las opciones serían realizar el desarenado y el desengrasado por separado o conjuntamente.

Actualmente la depuradora cuenta con un sistema de desarenado-desengrasado en canal aireado, que se mantendrá en la ampliación debido a las ventajas que presenta:

- Se realizan ambas operaciones conjuntamente, en el caso de utilizar un desarenador de flujo horizontal (elemental o de velocidad constante) habría que añadir a la línea un desengrasador estático o realizar la separación de la grasa en el decantador primario si es que existe.
- Las pérdidas de carga son muy pequeñas.
- Al producirse la aireación del agua se evita la producción de olores.
- Se obtienen rendimientos constantes para variaciones de caudal.

3) *TRATAMIENTO BIOLÓGICO*

El tratamiento biológico está considerado con el concepto de aireación prolongada, con desnitrificación previa controlada. El proceso en sí está integrado por el tanque de aireación existente, recinto existente (recinto exterior), zona anóxica previa, donde actúan los fangos activados y una decantación secundaria donde se realiza la clarificación final.

La aireación prolongada convencional se trata de un proceso de fangos activos en donde la biomasa se encuentra en respiración endógena, es decir, la edad del fango es lo suficientemente alta como para que la concentración de sustrato sea baja y se trabaje por tanto con cargas másicas bajas. La producción de fangos es baja y los rendimientos y consumo de oxígeno alto. Presenta una gran sencillez de funcionamiento, ya que el tratamiento del agua y la estabilización de los fangos se realizan en la misma cuba de aireación y no aparecen problemas de olores. Es un sistema flexible, ante las puntas de carga y caudal, debido al elevado tiempo de retención y a la baja actividad bacteriana.

El tratamiento completo se ubica en la obra existente, realizándose las reparaciones como se pueden comprobar en el plano correspondiente.

También se ha previsto a este nivel una unidad de dosificación de **cloruro férrico** para la precipitación del fósforo. Para la desfosfatación se ha considerado como coagulante el Cloruro Férrico, por su eficacia en la precipitación de fosfatos. La capacidad de dosificación del reactivo está prevista para la reducción del contenido de fósforo disuelto dentro de los márgenes máximos previsibles para vertidos de las características de las aguas a tratar y siendo además el excedente al consumido necesariamente dentro de los procesos biológicos. Se han previsto dos posibles puntos de dosificación del reactivo, a la entrada y salida de las balsas biológicas.



▪ **Activación, Nitrificación y Desnitrificación:**

El agua residual previamente pretratada entra directamente a la balsa biológica existente, con una compuerta previa que permite el aislamiento eventual del tratamiento biológico.

En el conjunto de tratamiento se incluye en un depósito burbuja fina que suplen perfectamente las necesidades de oxígeno y mezcla previstas y que permiten un servicio intermitente de aireación si así fuera recomendable. De todas formas, estos difusores son inatascables y tienen alto rendimiento en una amplia gama de caudales. De esta manera se permite regular el arranque y parada de las soplantes mediante la señal recibida por el medidor de oxígeno disuelto en las balsas biológicas, así como la regulación en continuo mediante variador de frecuencia, lo que redundará en la optimización del proceso y el máximo ahorro real de energía, adaptándose a cualquier régimen de vertidos y contaminación.

En el edificio de control y secado, se habilitará una sala para ubicar la soplante. Se colocará una soplante dejando espacio para ubicar otra en un futuro, estando la soplante dentro de una cabina de insonorización, por tanto protegida ante el escape de ruido. Todo el interior se tapiza mediante panel absorbente especial de fibra de vidrio y ladrillo hueco visto. En esta sala se construyen dos bancadas con cimentación independiente.

4) *DECANTACIÓN SECUNDARIA*

Se trata de una nitrificación y desnitrificación simultánea en el mismo tanque biológico, manteniéndose una zona anóxica en cabeza a la que se recirculan los nitratos producidos en la fase de la materia orgánica que entra a la planta, por lo que para producir una buena desnitrificación de esta materia orgánica debe encontrarse en suficiente cantidad.

El decantador secundario es un depósito circular al que llegan las aguas procedentes del reactor biológico y en el que al mismo tiempo que se produce una clarificación del agua, debe conseguir un cierto espesamiento del fango, necesario para la operación de recirculación.

El decantador incluye un puente giratorio que permite la recogida de grasas y flotantes mediante un barredor de superficie y la limpieza y acumulación de fangos hacia el tratamiento de fangos frescos mediante unas rasquetas de fondo.

5) *DEPÓSITO DE AGUA TRATADA*

Es un depósito de planta rectangular habilitado dentro del reactor existente. Las características principales son:

Parámetro	Unidad	Valor
Altura útil	m	3,26
Superficie	m ²	11,25
Capacidad útil	m ³	14,53
Tiempo Qm	min	30,80

▪ **Cloración**

Siguiendo indicaciones de Augas de Galicia, se ha eliminado la cloración.

▪ **Obra de salida**

La obra de salida del agua tratada está constituida por una arqueta con aliviadero en el depósito de agua tratada, partiendo desde ella el colector de vertido de DN-250 mm, hasta conectar con la salida actual de vertidos al río.

II. LÍNEA DE FANGOS

La línea de fangos constituye el conjunto de procesos y operaciones relacionadas con el tratamiento de los lodos en exceso que contienen los elementos contaminantes separados del agua hasta su disposición final. La recirculación de fangos activados está íntimamente relacionada con el funcionamiento del tratamiento biológico, como se mencionó anteriormente, no obstante se incluye en este apartado al estar sus elementos relativamente integrados en el sistema de tratamiento de lodos.



1) PURGA Y RECIRCULACIÓN DE FANGOS ACTIVADOS Y LICOR MEZCLA

Los fangos activados recogidos en la poceta central del decantador secundario se conducen por presión hidrostática, a un pozo de bombeo. Este pozo se encuentra adosado al tanque de aireación, teniendo contigua una cámara seca de llaves, para los mecanismos de purga automática. Esta purga a partir del decantador se regula por medio de temporización, que actúa sobre válvula neumática de manguito, siendo el régimen y frecuencia dependiente de las necesidades del proceso y experiencia en la operación.

2) TRASIEGO DE FANGOS EN EXCESO

La extracción del sistema de los fangos en exceso se hará a partir del mismo pozo de recirculación de fangos biológicos, mediante un bombeo de funcionamiento automático. La impulsión se realizará por medio de una bomba sumergible y la automatización se hará mediante temporización.

Estos lodos son impulsados al espesador para concentrarlos antes de entrar en el proceso de deshidratación.

3) ESPESADO

▪ Espesado de fangos:

Los fangos se conducen directamente de la purga de fangos en exceso a la campana de distribución de un espesador circular. El espesamiento se consigue por gravedad.

La recirculación externa e interna de los fangos decantados se realizará por bombas sumergidas. Estas impulsan los lodos, siendo el caudal medio previsto para la recirculación biológica de alrededor del 100% del caudal medio de agua a tratar.

La compactación y espesamiento del fango está ayudado por una reja giratoria de peines de accionamiento central. Un barredor de fondo arrastra el fango espesado a una pequeña poceta central de donde son aspirados y trasegados al secado.

La fase acuosa rebosa a un canal perimetral en la parte superior del espesador, de donde se conduce a cabecera de planta.

4) SECADO DE FANGOS

La máquina deshidratadora de fangos es una centrífuga. Los fangos digeridos por un mezclador cónico donde se mezclan con un floculante polimerizado (polielectrolito) y quedan parcialmente floculados.

La fase acuosa sale por boca diferenciada y se dirige directamente a cabecera de planta. La torta de fangos sale de la máquina por otra abertura y cae directamente a contenedores para su transporte y disposición final. De esta manera queda todo el sistema de secado y almacenamiento de fangos deshidratados dentro de un local, lo cual es permitido gracias a las pequeñas dimensiones de estas instalaciones.

El sistema dispone de toma de agua de servicio para la limpieza de la máquina tras la jornada de trabajo, canalizándose los fluidos de la misma forma que en la operación normal a cabecera de planta.

Las características principales de la máquina centrífuga son las siguientes:

Nº de unidades	Ud.	1
Disposición	-	horizontal
Diámetro del rotor	mm	232
Longitud del rotor	mm	563
Velocidad de operación del rotor	rpm	6.000
Caudales de trabajo	m³/h	0,5 - 2,5
Potencia del motor principal	CV	7,5
Velocidad del motor	rpm	3.000
Sequedad de la torta	%	18 - 22

5. CONCLUSIÓN FINAL



La idea de este proyecto en líneas generales es adecuar la E.D.A.R. de Guitiriz a las necesidades reales que tiene la población en el presente y que tendrá en el año horizonte del proyecto, año 2039 tanto para los habitantes empadronados en Guitiriz como la población a la que quiso dar servicio desde un principio el presente proyecto.

Para hacer esto posible se aprovecharán los espacios vacantes dentro del recinto de la propia E.D.A.R. En el caso de no ser suficiente, se expropiará la superficie que se necesite para realizar las obras de ampliación.

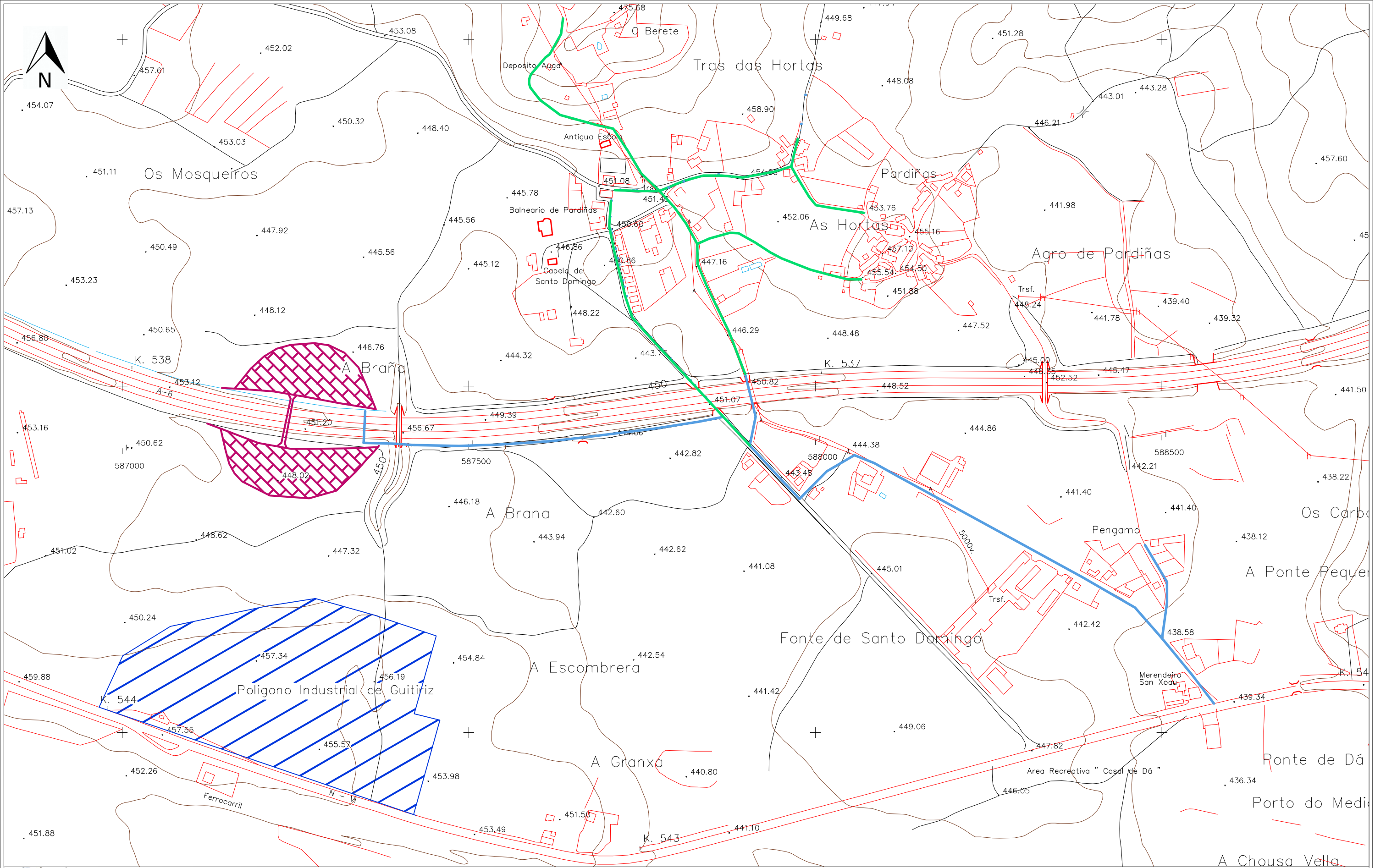


APÉNDICE I: PLANOS DE LAS ALTERNATIVAS



PRODUCIDO POR UN PRODUCTO EDUCATIVO DE AUTODESK

PRODUCIDO POR UN PRODUCTO EDUCATIVO DE AUTODESK



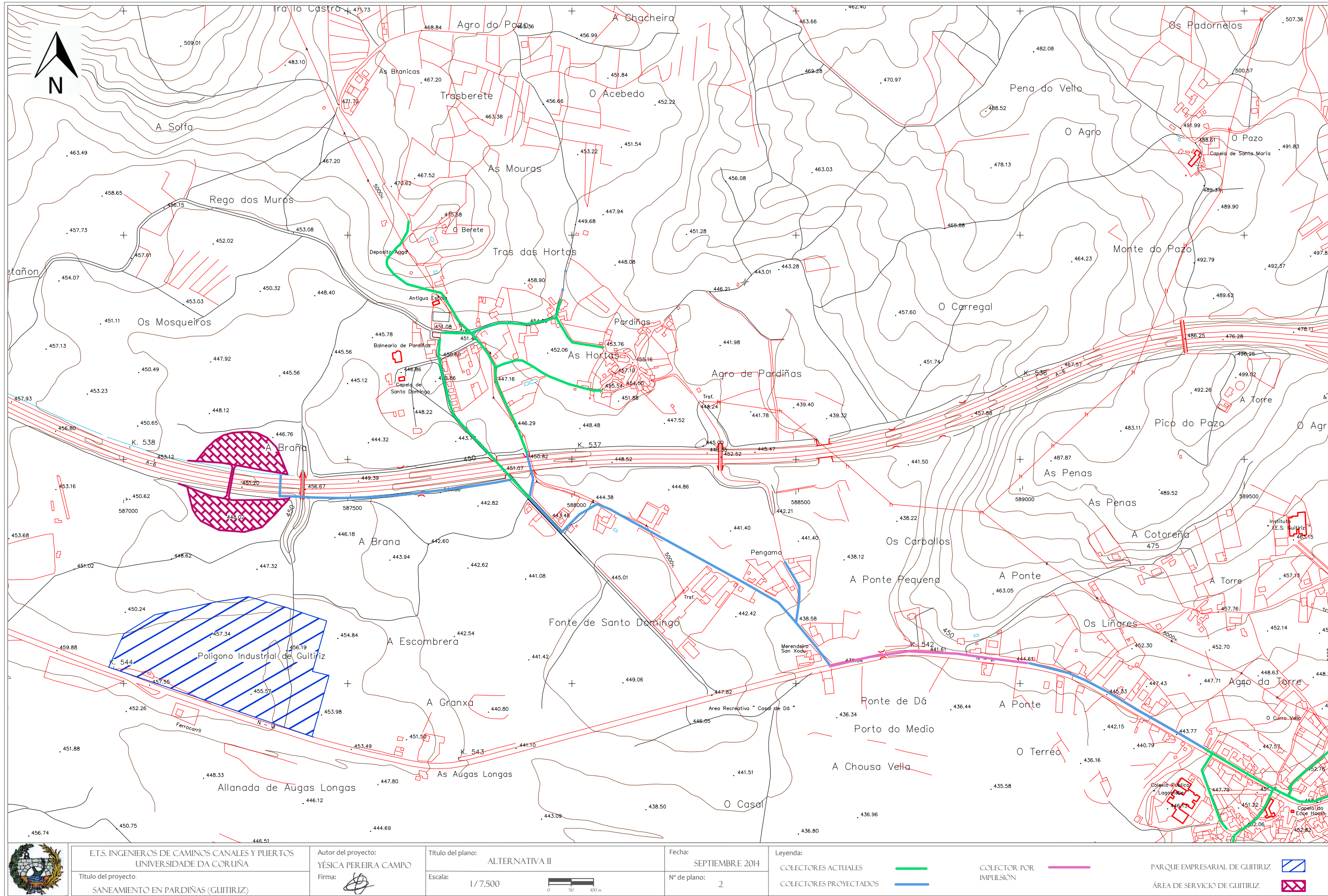
E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDADE DA CORUÑA
Título del proyecto:
SANEAMIENTO EN PARDIÑAS (GUITIRIZ)

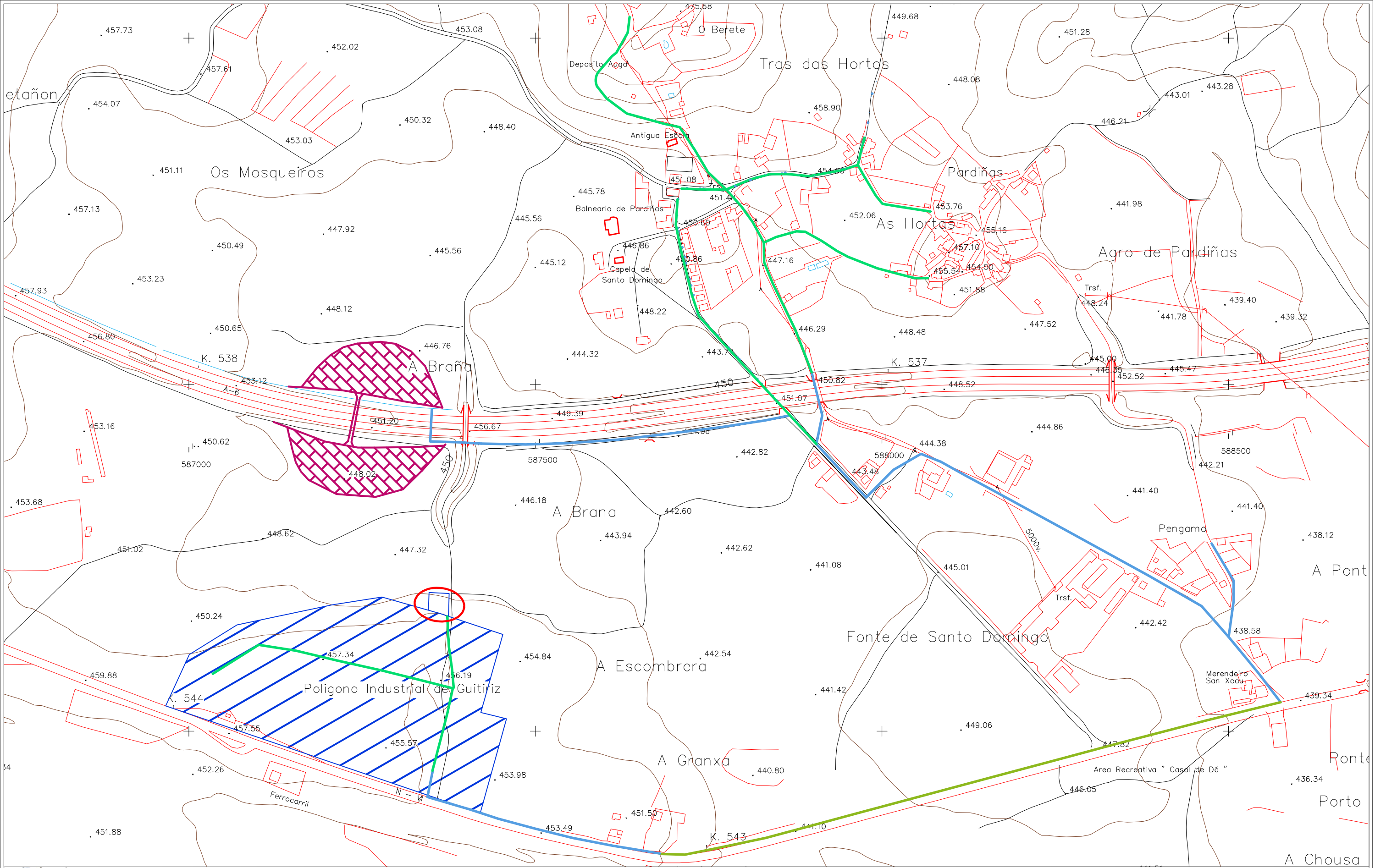
Autor del proyecto:
YÉSCA PEREIRA CAMPO
Firma:

Título del plano:
ALTERNATIVA I
Escala:
1 / 5,000

Fecha:
SEPTIEMBRE 2014
Nº de plano:
I

Leyenda:
COLECTORES ACTUALES
COLECTORES PROYECTADOS
ÁREA DE SERVICIO DE GUITIRIZ
PARQUE EMPRESARIAL DE GUITIRIZ





ET.S. INGENIEROS DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDADE DA CORUÑA
Título del proyecto:
SANEAMIENTO EN PARDIÑAS (GUITIRIZ)

Autor del proyecto:
YÉSCA PEREIRA CAMPO
Firma:

Título del plano:
ALTERNATIVA III
Escala:
1/ 5.000

Fecha:
SEPTIEMBRE 2014
Nº de plano:
3

Leyenda:
COLECTORES ACTUALES
COLECTORES PROYECTADOS
COLECTOR POR IMPULSIÓN
PARQUE EMPRESARIAL DE GUITIRIZ
ÁREA DE SERVICIO DE GUITIRIZ



ANEJO Nº 4:

ANÁLISIS DE LA E.D.A.R. ACTUAL DE GUITIRIZ





ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL
 - 1.1. CARACTERÍSTICAS
 - 1.2. CAUDAL DE DIMENSIONAMIENTO
 - 1.3. PROCESO DE TRATAMIENTO ACTUAL
2. DATOS DE PARTIDA
3. ANÁLISIS ELEMENTO A ELEMENTO DEL PROCESO DE TRATAMIENTO
 - 3.1. LÍNEA DE TRATAMIENTO DE AGUA
 - 3.1.1. Obra de llegada, aliviadero y by-pass general
 - 3.1.2. Pozo de gruesos
 - 3.1.3. Bombeo de agua bruta
 - 3.1.4. Medida de caudal
 - 3.1.5. Desbaste fino (tamizado)
 - 3.1.6. Desarenador-Desengrasador
 - 3.1.7. Tratamiento biológico
 - 3.1.7.1. Consideraciones previas
 - 3.1.7.2. Descripción del proceso
 - 3.1.7.3. Dimensionamiento del reactor biológico
 - 3.1.8. Decantación secundaria
 - 3.1.8.1. Dispositivos del decantador
 - 3.1.9. Arqueta de vertido
 - 3.2. LÍNEA DE FANGOS
 - 3.2.1. Espesado
 - 3.2.2. Secado





1. DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL

1.1. CARACTERÍSTICAS

La parcela destinada para la ubicación de la E.D.A.R., dispone de unos 2.940 m². El agua bruta llegará a la depuradora a través de un colector, en donde se intercalará en pozo de registro y desde el cual se derivará a la E.D.A.R., hasta conectar con la obra de llegada, en donde se ha dispuesto el aliviadero y el by-pass general de la planta.

La red de saneamiento es unitaria, por lo que se han dispuesto los dispositivos necesarios en la llegada a la E.D.A.R., para eliminar el agua de lluvia y los excesos sobre los caudales previstos.

1.2. CAUDAL DE DIMENSIONAMIENTO

Caudal	m ³ /h
Qmedio año horizonte (2.023)	28,3
Qpunta año horizonte (2.023)	68
Qmáx admisible (5 h) año horizonte (2.023)	136

1.3. PROCESO DE TRATAMIENTO ACTUAL

En este apartado se tratará de hacer un breve resumen de la línea de procesos que realiza la depuradora en la actualidad. El concepto general es una línea de tratamientos preliminares, tras la cual el agua pasa a las líneas de tratamiento biológico, decantación y a la línea de tratamiento de fangos.

La E.D.A.R. está formada por una línea de agua y una línea de fangos. Cada una de ellas se explica brevemente a continuación. Veamos un esquema general de la estación depuradora:

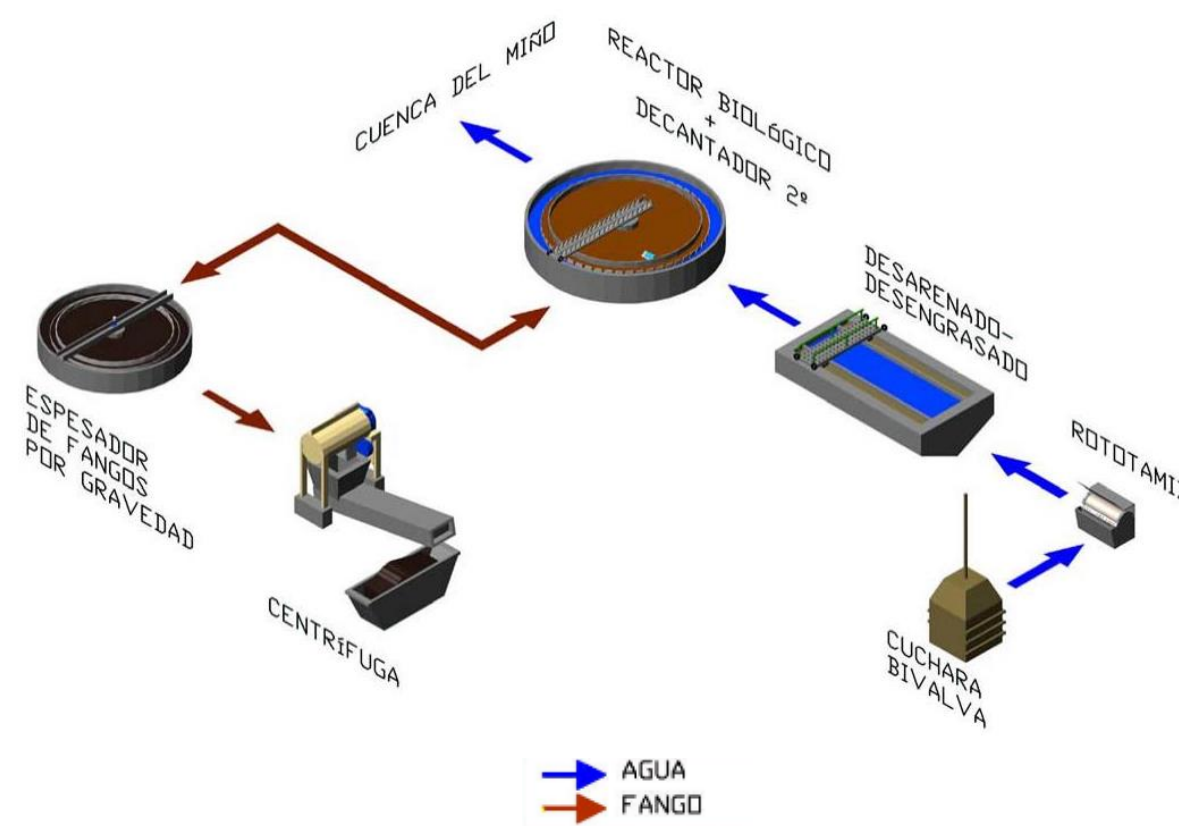


Figura 1. Esquema general de la estación depuradora de Guitiriz

A continuación se resumirán brevemente cada uno de los procesos que se llevan a cabo:

I. LÍNEA DE AGUA

- 1) Las aguas brutas llegan a la depuradora por el colector existente intercalando un pozo de registro previo a la planta, desde donde se deriva a una arqueta adosada al pozo de gruesos. En esta se dispone de aliviadero de aguas pluviales y en la cual está previsto poder realizar el by-pass general por medio de compuerta.
- 2) Pozo de gruesos aireado para retención de grandes sólidos, así como de arenas, con cuchara bivalva para la extracción de residuos. A la salida de esta unidad, se instala reja de gruesos de limpieza manual para la protección de bombas.



- 3) Bombeo de agua bruta mediante 2 bombas sumergibles, para su elevación al desbaste fino y al resto de la línea. Esta unidad está también aireada para la agitación y mezcla de la misma.
- 4) Medida de caudal en tubería mediante caudalímetro electromagnético. Las condiciones y estructura del pretratamiento permiten la instalación de este equipo de gran fiabilidad.
- 5) Desbaste fino por microtamiz rotativo autolimpiante, con 1 mm de luz de paso. La retención efectiva elimina una cantidad importante de sólidos con un tamaño aún menor a esta fracción granulométrica, siendo de gran ayuda para la optimización de los procesos posteriores. Para by-pass de la unidad, se dispone de una reja en canal de limpieza manual de 12 mm de luz.
- 6) Desarenador-desengrasador rectangular troncopiramidal, con aireación por difusores, así como bombeos de arenas y grasas por 2 bombas air-lift. A la salida de este proceso se elimina el exceso de caudal pretratado y se controla el caudal de diseño del tratamiento biológico. En este punto se ha previsto el by-pass del tratamiento biológico, con el vertido directo de las aguas pretratadas.
- 7) Tratamiento biológico, por aireación prolongada. La zona óxica es aireada por difusores de burbuja fina de membrana. A la entrada o salida de esta etapa se añade cloruro férrico para la desfosfatación. La aireación se controla mediante medidor de oxígeno disuelto en continuo y variador de frecuencia sobre la soplante, lo que permite el ahorro energético mencionado. Se integran los depósitos de bombeo de recirculación de fangos, licor mezcla y sobrenadantes, así como la cámara de llaves y la arqueta de agua tratada.
- 8) Separación de los fangos activados del efluente final por sedimentación en decantador secundario circular en el centro de la balsa existente. Los fangos decantados se recirculan a la entrada a los reactores biológicos por bombeo.
- 9) Depósito de agua tratada, previsto para la captación del efluente final con un grupo de presión para el suministro de agua de servicio al resto de las instalaciones.
- 10) La desinfección final se ha eliminado por indicaciones de Augas de Galicia.
- 11) Obra de salida adaptada para un correcto vertido en el colector de salida al río.

II. LÍNEA DE FANGOS

- 1) Purga automática y recirculación de fangos activados; así como de licor mezcla.
- 2) Purga automática de los fangos activados en exceso e incorporación directa al espesador.
- 3) Espesado del fango en un espesador de gravedad de 4 mm de diámetro.
- 4) Deshidratación del fango estabilizado en una máquina centrífuga, previa floculación y acondicionamiento con polielectrolito, el filtrado se devuelve a la cabecera de planta.

2. DATOS DE PARTIDA

En el “Anejo Nº2. ESTUDIO DEMOGRÁFICO, CÁLCULO DE CAUDALES Y CARGAS CONTAMINANTES” se han obtenido los datos de partida que a continuación se muestran:

GENERACIÓN DE CAUDALES Y CONCENTRACIONES		
AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS		
	VALOR DISEÑO	VALOR CÁLCULO
Habitantes actuales	5.529	
Habitantes futuros a saturación	5.893	
Dotación (L / h·d)	120(Gui) 96(Par)	
CAUDAL MEDIO AGUA RESIDUAL URBANA (A.R.U.)		
m³/d		324,864
L/s		90.240
COEFICIENTE PUNTA		2.730
CAUDAL PUNTA FUTURO A SATURACIÓN AGUA RESIDUAL URBANA (A.R.U.)		
m³/d		1.636,218
L/s		454,505
AGUAS DE INFILTRACIÓN		
CAUDAL MEDIO DE INFILTRACIÓN		
m³/d		441,984
L/s		122,773
COEFICIENTE PUNTA		1



CAUDAL PUNTA DE INFILTRACIÓN		
m³/d		441,984
L/s		122,773

CAUDALES DE CÁLCULO		
	VALOR DISEÑO	VALOR CÁLCULO
CAUDAL MEDIO A SATURACIÓN FUTURO		
m³/d		1.189,512
L/s		330,420
CAUDAL PUNTA A SATURACIÓN FUTURO		
m³/d		2.403,264
L/s		667,573
PORCENTAJES DE LOS COMPONENTES DE AGUA RESIDUAL URBANA (A.R.U.)		
	CAUDAL MEDIO	CAUDAL PUNTA
AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA (%)	57	68
AGUA RESIDUAL INDUSTRIAL (%)	6	13
AGUA DE INFILTRACIÓN (%)	37	19

CONCENTRACIONES MEDIAS ESTIMADAS DE LAS AGUAS RESIDUALES FINALES	
	VALOR CÁLCULO
POBLACIÓN EQUIVALENTE (h-e)	5.893
CAUDAL MEDIO FINAL (m³/d)	1.189,51
CAUDAL MEDIO FINAL (L/s)	330,42
CONCENTRACIONES FINALES DE CONTAMINACIÓN	
DBO5 (mg/L)	371,56
SS (mg/L)	445,87

NTK (mg/L)	74,31
Nitrógeno en forma de NH4 (mg/L)	44,59
P Total (mg/L)	22,29
P Orgánico (mg/L)	7,43
Coliformes fecales (CF/L)	9.908.281,56

Con el fin de desarrollar la metodología propuesta en la *ITOHG-Serie EDAR-1/1/1: "CAUDALES PARA EL DISEÑO DE UNA EDAR"*; es necesario definir un "coeficiente de tiempo de lluvia", f , que multiplicará al caudal diario punta, QD_p , para obtener CAUDALES MÁXIMOS A EDAR.

Como criterio general, y en ausencia de estrategias o diseños específicos que tengan en cuenta la llegada de flujos extraordinarios en tiempo de lluvia a la EDAR, se adoptará un caudal máximo a EDAR, $Q_{max,EDAR}$, igual a tres veces el caudal diario punta total de aguas residuales urbanas:

$$f_{sec} = 3$$

$$Q_{max,EDAR} = Q_{max,SEC} = 3 \cdot QD_{p,total}$$

Donde:

$Q_{max,EDAR}$: caudal máximo que será procesado en la EDAR

$Q_{max,SEC}$: caudal máximo que será procesado en el tratamiento secundario

$QD_{p,total}$: caudal diario punta total de aguas residuales urbanas de la cuenca de aportación al depósito, definido en la *ITOHG-SAN-1/0* como:

$$QD_{p,total} = QD_{p,urb} + QD_{p,ind} + QD_{p,inf}$$

$QD_{p,urb}$: caudal diario punta de agua residual de origen urbano

$QD_{p,ind}$: caudal diario punta de agua residual de origen industrial

$QD_{m,inf}$: caudal diario punta de infiltración



Recurriendo a los datos de partida:

$$QD_{p,total} = 49,56 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{max,EDAR} = Q_{max,SEC} = 3 \cdot QD_{p,total} = 3 \cdot 49,56 \text{ m}^3/\text{h} = 148,68 \text{ m}^3/\text{h}$$

3. ANÁLISIS ELEMENTO A ELEMENTO DEL PROCESO DE TRATAMIENTO

En este apartado se comprobará la capacidad de la E.D.A.R. de Guitiriz en su conjunto y también a nivel de cada unidad. De este estudio se concluirá qué unidades son suficientes para el proyecto futuro de ampliación de la red de saneamiento, y cuáles no.

Para realizar las comprobaciones de cada unidad de la planta se seguirán las recomendaciones de dimensionamiento que proponen las ITOHG-Serie EDAR, conocidas también conocidas por ITEDAR.

3.1. LÍNEA DE TRATAMIENTO DE AGUA

3.1.1. Obra de llegada, aliviadero y by-pass general

La estación depuradora recibe las aguas a tratar por medio de dos colectores existentes, que trae las aguas residuales a la instalación. En la arqueta se encuentra una compuerta que permite que las aguas brutas entren a la EDAR o se realice el by-pass general de la misma.

En esta arqueta de entrada se instala el aliviadero de pluviales, vertiendo todo aquel caudal en exceso que supere el de diseño admisible en la estación depuradora. Estas aguas se dirigen por gravedad a una arqueta existente para ser conducidas por el by-pass existente de DN-80 al río.

Como la red de colectores que posee Guitiriz se ha conservado para esta actuación, está claro que la capacidad de transporte va a ser la misma, dado que los diámetros de las conducciones son los mismos. Teniendo esto en cuenta, tanto el aliviadero como el by-pass general, no necesitan ser redimensionados, ya que los caudales instantáneos que puede transportar la red como máximo van a ser los mismos.

3.1.2. Pozo de gruesos

Antes del bombeo de agua bruta se ubicará un pozo de gruesos. El pozo de gruesos tiene una superficie de 3,00 m x 2,50 m y una profundidad de 4,20 m. Está aireado por difusores de burbuja gruesa en un lateral, con lo que se mantienen en suspensión aquellos elementos que no se desea decanten en esta unidad, así como para controlar las condiciones del agua.

El pozo de gruesos se diseña para el caudal máximo de tratamiento, estableciendo un tiempo de retención hidráulica que permita la decantación de sólidos gruesos, gravilla y arenas. En la práctica, los TRH usados oscilan entre 0.5 y 1 minuto (Ortega, 2010). A caudal medio se aconsejan valores del orden de 4 minutos.

La superficie necesaria se calcula a partir del establecimiento de una carga hidráulica o velocidad ascensional. Se recomienda una carga hidráulica de 300 m³/h/m² (Ortega, 2010) a caudal máximo. A caudal medio se aconsejan valores del orden de 60 m³/h/m².

La relación volumen/superficie proporciona el calado mínimo necesario. Se recomienda dotar siempre al pozo de gruesos de un calado mínimo de 2 metros (Ortega, 2010).

La relación entre la longitud/anchura (L/a) oscila entre 1 y 3; se recomienda una relación de 1.

➤ Comprobaciones de dimensionamiento

a) Velocidad ascensional a Qmax

$$V_{ASC} = \frac{Q}{A} = \frac{148,68}{3,00 \cdot 2,50} = 19,82 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2 \rightarrow \text{Sí cumple la condición } \leq 300 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$$

b) Tiempo de retención hidráulica a Qmax

$$TRH = \frac{V}{Q} = \frac{A \cdot h}{Q} = \frac{3,00 \cdot 2,50 \cdot 2,00}{148,68} = 0,1 \text{ h} = 6,05 \text{ min} \rightarrow \text{Sí cumple } TRH \geq 1 \text{ min}$$

c) Relación longitud/anchura



$$\frac{\text{longitud}}{\text{anchura}} = \frac{3,00}{2,50} = 1,2 \rightarrow \text{Sí cumple la condición } \leq 3$$

Los sólidos son evacuados mediante una cuchara bivalva de 100 L de capacidad.

Entre esta unidad y el pozo de bombeo, se ha montado para desbaste grueso una reja recta de limpieza manual mediante rastrillo. Esta reja tiene la misión de proteger las bombas de sólidos como tablas y plásticos. La reja tiene una sección de 0,50 m de ancho útil por 0,30 m de calado a caudal máximo y una luz de paso de 40 mm.

Como ya se ha verificado, esta unidad se mantendrá en la futura ampliación de la E.D.A.R. porque es suficiente para tratar el nuevo Q_{max} que puede llegar a ella.

3.1.3. Bombeo de agua bruta

El agua residual que proviene del pozo de gruesos debe ser impulsada para que pueda discurrir por gravedad en las etapas siguientes. Además esto permite construir los depósitos elevados, con lo que se puede facilitar la construcción y disponer de altura de vertido.

El procedimiento de impulsar agua bruta predesbastada y desarenada, permite disponer de condiciones para poder instalar sistemas compactos de alta eficacia como el tamiz rotativo autolimpiante. La elevación de agua bruta es directamente a este elemento de desbaste muy fino.

El sistema de bombeo deberá tener la capacidad suficiente para elevar el caudal máximo de diseño de la EDAR, teniendo en cuenta la variación de la altura geométrica dentro del pozo. Con lo cual se dimensionará el sistema de elevación del agua bruta para el caudal 148,68 m³/h

El uso de bombas centrífugas está recomendado si se cumple la relación:

$$129.600 Q > H^{3/2}$$

donde Q es el caudal a elevar en m³/s y H es la altura en metros, relación que se ha de verificar para cada uno de los casos contemplados.

Se emplearan bombas centrífugas verticales, sumergidas, de rodete abierto. El funcionamiento de las bombas está totalmente automatizado; el control de los arranques y paradas en cascada de las bombas, se realiza con detectores de nivel montados en el pozo.

Actualmente en la estación depuradora están instaladas tres bombas para funcionar con un caudal unitario de bombeo de 68 m³/h, dos en funcionamiento y una de reserva. De modo que para bombear el caudal máximo de diseño de la E.D.A.R., este equipo de bombeo no será suficiente, viéndose en la necesidad de tener que ampliarlo.

El depósito existente es de planta rectangular, tiene una superficie de 7,50 m² y una altura total de 4,20 m. Estas dimensiones cumplen con las exigencias de capacidad y tiempo de retención hidráulico, por lo tanto se mantendrán en la futura E.D.A.R. Lo que sí se modificará como ya se ha expuesto, es el equipo de bombeo. Para ello, se consultó el catálogo de productos de bombas sumergidas de la marca CAPRARI, eligiendo de éste el modelo K+, DN 65/200.

Las características principales del sistema de bombeo son las siguientes:

Pozo de bombeo		
Superficie	m ²	7,50
Altura total	m	4,20
Grupo de bombeo		
Tipología	Electrobomba sumergible	
Nº de bombas	ud	3
Caudal unitario	m ³ /h	148,68
Potencia	CV	10
Presión de trabajo	mca	9
Control	Automático	

3.1.4. Medida de caudal

La obra de llegada recibe el caudal máximo que ha sido capaz de transportar (por gravedad o mediante impulsiones directas) la red de saneamiento y en ella se determina el caudal máximo que va a tratar la EDAR. El caudal en exceso será derivado hacia la conducción de by-pass general. Es importante conocer el balance final de caudal tratado y caudal "by-paseado" para conocer la eficiencia del sistema.



Conocer los dos caudales implica disponer de, al menos, dos caudalímetros para poder realizar el balance de masas.

➤ Descripción del sistema instalado

En este apartado se describirá como se realiza la medición de caudales en la estación hasta la fecha. Esta unidad se va a mantener tal y como está en la actualidad porque funciona correctamente, y el aumento en el caudal máximo que llegará a la E.D.A.R. no influirá en su correcto funcionamiento.

Al efectuarse un pretratamiento efectivo, es viable realizar la medida de caudal en tubería mediante medidor electromagnético, con indicador, totalizador y registrador en panel. Al encontrarse actualmente en una impulsión, con lo que la tubería se mantendrá llena, se permite la medida del flujo en perfectas condiciones.

Una válvula posterior al medidor en tubería permite el by-pass del tamizado, que con su apertura provoca la descarga directa al canal donde se encuentra la reja auxiliar.

Las características principales del sistema instalado son:

Tipo	Electromagnético en tubería	
Nº de mediciones de caudal	Ud	1
Diametro nominal	mm	200
Lectura	Indicador y totalizador	

3.1.5. Desbaste fino (tamizado)

El agua bruta predesbastada llega a un microtamiz rotativo autolimpiante con luz de paso de 1 mm, donde se efectuará el desbaste fino o tamizado. Los sólidos eliminados se vierten a un contenedor de almacenamiento de residuos, para su disposición posterior a vertedero.

El microtamiz se instalará por encima del único canal de desbaste y el caudal escurrido caerá directamente sobre el mismo.

Aguas abajo del tamiz, se dispuso una reja recta de limpieza manual con luz de paso de 12 a 18 mm para asegurar la retención de sólidos en el caso eventual de que el tamiz quede fuera de servicio.

Las características de este microtamiz autolimpiante son las siguientes:

Parámetro	Unidad	Valor
Diámetro del tambor	mm	632
Longitud del tambor	mm	900
Luz de paso	mm	1
Caudal máximo unitario	m³/h	163
Potencia	CV	0,50

➤ Solución adoptada

Tal y como se recomienda en las ITOHG-Serie EDAR, (a partir de ahora, ITEDAR), en poblaciones de a partir de 2.000 h-e se instalarán al menos 2 unidades iguales, (que reúnan las anteriores características), con capacidad para tratar el caudal máximo.

3.1.6. Desarenador-Desengrasador

El desarenador-desengrasador instalado es un canal longitudinal tronco-piramidal construido en obra de fábrica. Está calculado para que la velocidad de flujo horizontal a caudal máximo, permita la sedimentación de las partículas de arena de tamaño igual o superior a 0,2 mm.

La extracción de los sólidos sedimentados en el fondo del desarenador se realizará mediante una bomba neumática (air-lift o mamut) que los elevará hasta una era de secado (lecho de arena) situada junto al desarenador, donde perderán el agua acompañante por drenaje y evaporación.

Debido a su misión de desengrasador, se ha previsto una velocidad ascensional que permita la separación y flotación de las grasas desmenuzadas y todas aquellas partículas de densidad similar.



Las grasas y flotantes serán impulsadas a un separador de grasas mediante una bomba neumática de aspiración en superficie.

El efluente pretratado pasará a continuación al tratamiento biológico a través de una tubería de DN-200 mm.

Las características del desarenador-desengrasador son:

Parámetro	Unidad	Valor
Longitud total	m	4,55
Longitud útil	m	3,95
Anchura total	m	2,20
Altura total	m	3,30
Altura útil	m	2,50
Volumen útil	m ³	7,66
Superficie útil	m ²	8,70
Superficie desarenado	m ²	4,35
Superficie desengrasado	m ²	4,35
Superficie transversal útil	m ²	0,88
Ancho zona desarenado	m	1,10
Ancho zona desengrasado	m	1,10
Velocidad de circulación a Qpunta	m/s	0,021
Carga superficial a Qpunta	m ³ /h/ m ²	8,83

Siguiendo las recomendaciones de la ITEDAR, los desarenadores se diseñan para el caudal máximo. Los valores de diseño se establecen para la eliminación de partículas de arena de un diámetro de 0,2 mm o mayor.

En cuanto a la geometría de los tanques se establece una ratio longitud-anchura de 3:1 a 5:1. Los valores de diseño se resumen en la siguiente tabla:

Parámetro		Valor
V _{ASC} a Q _{max}		≤ 25 m/h
V _{paso} a Q _{max}		≤ 0.15 m/s
Profundidad		2 a 5 m
Resguardo a Q _{max}		50 cm
Relación longitud - anchura		3:1 a 5:1
Caudal de aire (m ³ /h/m)		12 m ³ /h/m
Capacidad del sistema de extracción de arena-agua	Red separativa	5 L/ m ³
	Red unitaria	50 L/m ³

Tabla 1. Valores para el diseño de desarenadores – desengrasadores aireados (ITEDAR)

Se recomienda que el TRH a caudal máximo que resulte del diseño del desarenado-desengrasado **no sea inferior a 5 minutos**.

El calado mínimo será de 1.0 metro.

Por su parte, el TRH en los concentradores de grasas será **≥ 5 minutos**

➤ Comprobaciones de dimensionamiento

Retomando los valores del presente proyecto para cada una de las variables que intervienen:

$$a) V_{ASC} = \frac{Q}{A} = \frac{148,68}{4,35} = 34,181 \text{ m/h} \rightarrow \text{No cumple la condición } \leq 25 \text{ m/h}$$

Esto quiere decir que hay que redimensionar esta unidad. En lugar de hacerla más grande, lo cual supondría demolición de la unidad que ya hay y construcción de otra nueva más grande; se optará por instalar otra de iguales dimensiones y características en paralelo, lo que es más ventajoso económicamente porque se ahorran los costes de demolición. Dicho esto, se hará la comprobación ahora con dos desarenadores-desengrasadores iguales:



$$V_{ASC} = \frac{Q}{A} = \frac{148,68}{8,700} = 17,091 \text{ m/h} \rightarrow \text{Sí cumple la condición } \leq 25 \text{ m/h}$$

$$b) \text{ } TRH = \frac{V}{Q} = \frac{A h}{Q} = \frac{8,700 \cdot 1}{148,68} = 0,029 \text{ h} = 1,755 \text{ min} \rightarrow \text{No cumple la condición } \geq 5 \text{ minutos}$$

Haciendo ahora la comprobación con dos desarenadores-desengrasadores iguales:

$$TRH = \frac{V}{Q} = \frac{A h}{Q} = \frac{2 \cdot 8,700 \cdot 1}{148,68} = 0,117 \text{ h} = 7,022 \text{ min} \rightarrow \text{Sí cumple la condición } \geq 5 \text{ minutos}$$

$$c) \text{ } V_{paso} = \frac{Q}{A_t} = \frac{148,68}{0,88} = 341,372 \text{ m/h} = 0,095 \text{ m/s} \rightarrow \text{Sí cumple la condición } \leq 0,15 \text{ m/s}$$

d) Resguardo a Q_{máx}: se ha de dimensionar para que a Q_{máx} haya 50 cm de resguardo.

e) Relación longitud – anchura: $\frac{\text{longitud útil}}{\text{anchura}} = \frac{3,95}{1,10} = 3,59:1 \rightarrow \text{Sí se encuentra en el intervalo recomendado.}$

$$f) \text{ Caudal de aire} = \frac{Q_{aire \text{ adoptado}}}{\text{longitud desarenador}} = \frac{30}{3,950} = 7,595 \text{ m}^3/\text{h/m}$$

➤ **Solución adoptada**

Evaluando todos los criterios de diseño que recomiendan las ITEDAR, para tratar el nuevo caudal máximo que llegará la E.D.A.R., será necesario disponer de dos unidades iguales de desarenador – desengrasador longitudinal-trapezoidal aireado con las siguientes especificaciones:

Parámetro	Unidad	Valor
Unidades	ud	2
Longitud total	m	4,55
Longitud útil	m	3,95
Anchura total	m	2,20
Altura total	m	3,30
Altura útil	m	2,50
Calado mínimo	m	1,50
Volumen útil	m ³	7,66
Superficie útil	m ²	8,70
Superficie desarenado	m ²	4,35
Superficie desengrasado	m ²	4,35
Superficie transversal útil	m ²	0,88
Ancho zona desarenado	m	1,10
Ancho zona desengrasado	m	1,10
Velocidad de circulación a Q _{punta}	m/s	0,021
Carga superficial a Q _{punta}	m ³ /h/ m ²	8,83
Resguardo a Q _{max}	m	0,5

3.1.7. Tratamiento biológico

3.1.7.1. Consideraciones previas



El tratamiento biológico está considerado con el concepto de aireación prolongada con desnitrificación previa controlada. El proceso en sí está integrado por el tanque de aireación existente, recinto exterior, zona anóxica previa, donde actúan los fangos activados y una decantación secundaria donde se realiza la clarificación final.

Debido a que el decantador secundario se encuentra dentro del reactor biológico ocupando la superficie interior de éste en un radio de 5,75 m alrededor del centro, y a que es muy probable que esta superficie no sea suficiente ante el aumento de caudal previsto; primero se estudiará el dimensionamiento del clarificador y luego se volverá a este apartado en dónde se estudiará el tratamiento biológico más aconsejable.

Tras haber estudiado la unidad de decantación secundaria que se adoptará en la presente actuación, se concluye que el tratamiento biológico se ha de instalar en otra unidad nueva e independiente de los elementos de los que ya consta la estación depuradora.

Los posibles tratamientos biológicos que se plantean para depuradoras con estas características son los siguientes:

- Procesos de biomasa suspendida (tratamiento convencional)
 - Fangos activos (aireación prolongada):
 - Aireación prolongada convencional
 - Canales de oxidación
 - Contacto-estabilización
- Procesos de biomasa fijada a soporte (biopelícula):
 - Lechos bacterianos
 - Contadores biológicos rotativos o biodiscos
- Lagunaje con aireación natural o artificial

Se realiza una preselección para descartar los métodos que no sean de aplicación real a las condiciones del caso sometido a estudio. Tendremos en cuenta que:

- El proceso de aireación prolongada por contacto-estabilización no se considerará como una alternativa de tratamiento ya que, aunque presenta buenos rendimientos, resulta más caro que los demás sistemas de aireación prolongada y es menos flexible ante variaciones de caudal y de carga.

Por otra parte, el método del canal de oxidación es una variante del de aireación prolongada con mayor exigencia de superficie, sin embargo, puede resultar ventajoso por su menor producción de fangos.

- Los sistemas de lagunaje, se descartan por exigir grandes superficies de terreno, la producción de olores si se producen condiciones anaerobias (especialmente problemática por tratarse de estaciones depuradoras cercanas a núcleos de población), la mala integración ambiental y la alta concentración de algas y células que pueden desembocar en el aumento de DBO y SS. Son sistemas antiguos caídos en desuso.

En los reactores la biomasa bacteriana puede desarrollarse, al menos, de dos formas: 1) como biomasa en suspensión en el seno del líquido, o 2) como biomasa adherida a un soporte o material de relleno del reactor (los llamados procesos biopelícula, por ejemplo: lechos bacterianos, biodiscos, lechos sumergidos. etc.).

Los reactores o procesos biológicos que emplean biomasa en suspensión aerobia, tradicionalmente han sido conocidos como procesos o reactores de fangos activos. Estos han sido categorizados, en función de la carga másica de diseño, en tres grandes grupos: fangos activos de baja carga, de media carga y de alta carga.

Tomando como referencia las ITEDAR, se va a plantear como solución al tratamiento biológico un **reactor de fangos activos**, debido a que el proceso biológico de biomasa en suspensión de baja carga es una opción tecnológica recomendada para aglomeraciones urbanas con una población equivalente mayor de 1.000 habitantes.

3.1.7.2. Descripción del proceso

Todo proceso de fangos activos es un sistema que comprende el tanque del reactor biológico con su equipo de aireación y el tanque decantador secundario, y ambos tanques conectados a través de la recirculación de lodos.

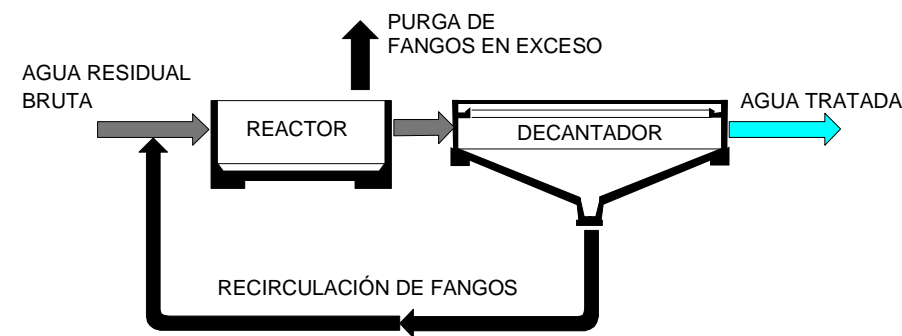


Figura 2.- Esquema de un proceso de biomasa en suspensión

En el proceso de biomasa en suspensión de baja carga se lleva a cabo una biodegradación aerobia de la materia orgánica (DBO o DQO) del agua residual pretratada así como una estabilización aerobia de una fracción significativa de los lodos (también llamados fangos) secundarios producidos. Así, el proceso de fangos activos de baja carga se caracteriza por una producción de lodos muy estabilizados.

Los resultados esperados son:

- Elevados rendimientos de eliminación de materia orgánica (DBO₅ y DQO) y una nitrificación de nitrógeno amoniacal, abriéndose la posibilidad de desnitrificar.
- Capacidad de tratamiento de un amplio rango de cargas, debido al gran volumen resultante del dimensionamiento que permite amortiguar elevadas puntas de carga contaminante.
- Debido a la ausencia de una decantación primaria no se produce lodo primario bruto sin tratar.
- El exceso de fangos purgado puede estar estabilizado en tal grado que, aun siendo biológicamente activo, podría ser almacenado, deshidratado o utilizado sin una emisión significativa de malos olores.

3.1.6.3. Dimensionamiento del reactor biológico

Los parámetros más importantes para el dimensionamiento del reactor de fangos activos son:

- **Carga másica:** consiste en los kg de materia orgánica (como DBO₅) alimentados durante 1 día al reactor por cada kg de biomasa presente:

$$CM = \frac{QD_{m,total} \cdot L_0}{V \cdot X}$$

Donde:

$QD_{m,total}$ = caudal diario medio total (m³/d)

L_0 = concentración media diaria de DBO₅ total de entrada al reactor (kg/m³)

X = concentración de sólidos en suspensión en el licor mezcla (kg SSLM/m³)

CM = carga másica (kg DBO₅/kg SSLM/d) o (d⁻¹)

- **Carga volumétrica:** consiste en los kg de materia orgánica (como DBO₅) alimentados durante 1 día al reactor por metro cúbico de reactor:

$$CV = \frac{QD_{m,total} \cdot L_0}{V}$$

Donde:

CV = carga volumétrica (kg DBO₅/m³ reactor/d)

- **Tiempo de retención celular (o edad del fango):** corresponde al tiempo de permanencia de la biomasa en el reactor. Se expresa en días, y es el parámetro que controla o selecciona el tipo de cultivo bacteriano a desarrollarse:

$$TRC = \frac{V \cdot X}{P_f}$$

Donde:

TRC = tiempo de retención celular (días)

P_f = producción de lodos en exceso (kg/d)

- **Tiempo de retención hidráulica:**



$$TRH = \frac{V}{QD_{m,total}}$$

Donde:

TRH = tiempo de retención hidráulica (horas)

En la siguiente tabla se establecen los valores de los parámetros de diseño del reactor biológico:

Parámetro	Valor
Carga Máscica, CM^1	0.070 kg DBO ₅ /kg SSLM/d
SSLM, X	≤ 3.000 mg/L
Concentración de lodos en la recirculación, X_R	≤ 6.000 mg/L

Tabla 2.- Valores de diseño para el reactor de biomasa en suspensión de baja carga

a) Volumen del reactor

El volumen del reactor, V , se obtiene a partir de la carga máscica de diseño.

$$V = \frac{QD_{m,total} \cdot L_0}{CM \cdot X}$$

Los criterios de dimensionamiento para calcular el volumen requerido del reactor serán:

- La concentración X será igual a 3.000 mg SSLM/L (= 3 kg/m³).
- La carga máscica será menor o igual que 0.070 kg DBO₅/kg SSLM/d.

$$V = \frac{QD_{m,total} \cdot L_0}{CM \cdot X} = \frac{1.189,51 \cdot 371,56}{0,07 \cdot 3.000} = 2.104,64 \text{ m}^3$$

La altura del reactor biológico es un parámetro de diseño que estará en torno a los 3,5 metros si bien queda su elección a criterio del proyectista. Para este reactor se elegirá esta altura de diseño como la altura de proyecto.

A partir del volumen de reactor y altura de reactor, la superficie necesaria es:

$$S = \frac{V}{h} = \frac{2.104,64}{3,5} = 601,32 \text{ m}^2$$

Para determinar las dimensiones del reactor se usarán las relaciones de forma obtenidas del “Manual de Diseño de Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales” de Aurelio Hernández Lehmann.

Relación Longitud/Ancho 3

$$L = 3 \cdot a \quad (1)$$

$$S = L \cdot a = 601,32 \text{ m}^2 \quad (2)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen las dimensiones de la planta del reactor biológico:

$$a = 14 \text{ m}$$

$$L = 42 \text{ m}$$

b) Producción de lodos diaria

Se debe al crecimiento o síntesis celular (término positivo en el balance), al decaimiento de una fracción de la biomasa (término negativo en el balance) y a la acumulación de sólidos no biológicos por factores como adsorción, atrapamiento, etc. (término positivo en el balance).



$$P_f = QD_{m,total} L_0 \cdot \frac{E}{100} \cdot [1.2 \cdot CM^{0.23} + 0.5 (B_1 - 0.6)]$$

Donde:

E = rendimiento en eliminación de DBO_5 (%)

B_1 = ratio SS/DBO afluente al reactor

El término “[1.2 $CM^{0.23}$ + 0.5 ($B_1 - 0.6$)]” representa la producción específica de lodos, P_f^a , en kg SS por kg de DBO_5 eliminado.

En cualquier caso, queda establecido que la P_f^a no será inferior a **0.8 kg SS/kg DBO_5 eliminado**.

Rendimiento necesario, E (%) = $(371,56 - 25)/371,56 \cdot 100 = 93,27 \%$

$B_1 = 445,87 / 371,56 = 1,2$

$P_f^a = 0,95$ kg SS / kg DBO_5 eliminado

$P_f = 1.189,51 \cdot 371,51/1000 \cdot 93,27/100 \cdot [1,2 \cdot 0,07^{0.23} + 0,5 (1,2 - 0,6)] = 39,20$ kg/d

c) Tiempo de retención celular de funcionamiento

Corresponde al tiempo de permanencia de la biomasa en el reactor. Se expresa en días, y es el parámetro que controla o selecciona el tipo de cultivo bacteriano a desarrollarse:

TRC = tiempo de retención celular (días)

$$TRC = \frac{1}{P_f^a CM \frac{E}{100}} = \frac{1}{0,95 \cdot 0,07 \cdot \frac{93,27}{100}} = 16,12 \text{ d}$$

d) Temperatura mínima para alcanzar una nitrificación total

En verano la temperatura elevada favorece la nitrificación. Por lo tanto, es necesario evaluar, para las CM y TRC típicos, la temperatura mínima a la cual se produciría una nitrificación total. Para lo cual se usará el siguiente modelo:

$$FS = (1 - f) \frac{\mu_{m,20} \times 1,123^{T-20}}{b_{N,20} \times 1,029^{T-20} + \frac{1}{TRC}}$$

Donde:

FS = factor de seguridad para nitrificación (oscila entre 1 y 1.5)

f = fracción anóxica del reactor

$\mu_{m,20}$ = tasa máxima de crecimiento específico de nitrificantes a 20 °C (d^{-1})

$b_{N,20}$ = coeficiente de respiración endógena de nitrificantes a 20 °C (d^{-1})

T = temperatura mínima para una nitrificación total (°C)

Resolviendo la ecuación para:

$FS = 1,25$

$f = 0$

$\mu_{m,20} = 0,4 \text{ d}^{-1}$

$b_{N,20} = 0,04 \text{ d}^{-1}$

$TRC = 16,12$ días

T resulta aproximadamente igual a 9,2 °C

e) Necesidades de oxígeno ($NcOx$)

1º. Necesidad media total ($NcOx$)

Se deben al oxígeno consumido en la oxidación de materia orgánica, a la demanda debido a la respiración endógena de la biomasa y a la nitrificación total del NTK oxidable.

$$NcOx = NcOx_C + NcOx_N$$



$$NcOx_C = a \cdot QD_{m,total} \cdot (L_0 - L_{ef}) + b \cdot V \cdot X$$

Donde:

$NcOx_C$ = necesidades medias de oxígeno para eliminación de carbono (kg/d)

L_{ef} = concentración media diaria de DBO₅ total efluente decantado (kg/m³)

a = coeficiente de utilización de oxígeno para síntesis (= 0.66 kg O₂/kg DBO₅)

b = coeficiente de respiración de la biomasa (= 0,054 d⁻¹)

$$NcOx_C = 0,66 \cdot 1.189,51 \cdot (371,56 - 25)/1000 + 0,054 \cdot 2.104,64 \cdot 3 = 272,08 + 340,95 = 613,03 \text{ kg/d}$$

Por su parte, el consumo para nitrificación se obtiene de:

$$NcOx_N = 4.6 \cdot QD_{m,total} (NTK_{oxid})$$

Donde:

$NcOx_N$ = necesidades medias de oxígeno para nitrificación (kg/d)

NTK_{oxid} = concentración media diaria de NTK oxidable afluente al reactor (kg/m³)

El NTK_{oxid} se estima a partir de las siguientes hipótesis:

- Hasta un 4% del NTK afluente es no biodegradable
- Un 2% del NTK afluente no sufre amonificación
- Hasta un 15% del NTK afluente se va con los fangos en exceso y con los SS del efluente
- Al menos un 1 % del NTK afluente sale en forma de amonio en el efluente

$$NcOx_N = 4,6 \cdot 1.189,51 \cdot 0,70 \cdot 74,31/1000 = 284,63 \text{ kg/d}$$

$$NcOx = NcOx_C + NcOx_N = 613,03 + 284,63 = 897,66 \text{ kg/d}$$

2º. Necesidad punta ($NcOx_{punta}$)

i. Necesidades punta por materia orgánica ($NcOx_{C,punta}$):

El factor punta de carga contaminante para DBO₅ es el siguiente:

$$P_C = C_{P,Q} \cdot C_{P,DBO5} \cdot 100 = 2,02 \cdot 1,5 \cdot 100 = 303$$

Y el coeficiente punta de oxígeno para síntesis orgánica es:

$$C_{P,ox,C} = (0.45 P_C + 55) \div 100 = (0,45 \cdot 303 + 55) / 100 = 1,91$$

Resultando:

$$NcOx_{C,punta} = a \cdot QD_{m,total} \cdot (L_0 - L_{ef}) C_{P,ox,C} + b \cdot V \cdot X$$

$$NcOx_{C,punta} = 0,66 \cdot 1.189.51 \cdot (371.56 - 25) \cdot 1,91 + 0,054 \cdot 2.104,64 \cdot 3 = 519.665,44 + 340,95 = 520.006,39 \text{ kg/d}$$

ii. Necesidades punta por nitrificación:

El factor punta de carga contaminante para el amonio es el siguiente:

$$P_N = C_{P,Q} \cdot C_{P,N} \cdot 100 = 2,02 \cdot 1,5 \cdot 100 = 303$$

Y el coeficiente punta de oxígeno para nitrificación es:

$$C_{P,ox,N} = 1,3649 \ln(P_N/100) + 0,71771 = 2,23$$

Resultando:

$$NcOx_{N,punta} = 4.6 \cdot QD_{m,total} (NTK_{oxid}) C_{P,ox,N}$$

$$NcOx_{N,punta} = 4,6 \cdot 1.189,51 (0,70 \cdot 74,31/1000) \cdot 2,23 = 634,73 \text{ kg/d}$$

Por lo tanto, como $NcOx_{C,punta} > NcOx_{N,punta}$:

$$NcOx_{punta} = 520.006,39 + 284,63 = 520.291,02 \text{ kg/d}$$

f) Capacidad de oxigenación requerida

La capacidad de oxigenación requerida (CO) representa las necesidades reales o corregidas de oxígeno. La CO se basará en las necesidades punta de oxígeno ($NcOx_{punta}$):

$$CO = \frac{C_{10}}{\beta C_{20} - C_X} \frac{1}{\alpha} NcOx_{punta}$$

Donde:

CO = capacidad de oxigenación requerida (kg/h)

C_{10} = concentración de oxígeno disuelto a saturación a 10 °C (\approx 11 mg/L)

C_{20} = concentración de OD a saturación a 20 °C en agua limpia (\approx 9 mg/L)

C_X = concentración de OD de referencia (= 0.5 mg/L)

α = ratio de eficiencia en la transferencia de oxígeno entre licor mezcla y agua pura.

β = corrección de OD a saturación en licor mezcla (= 0.95).



El coeficiente α depende del tipo de sistema de aireación, como en este caso se elegirán **difusores de burbuja fina**, $\alpha = 0,6$ a $0,7$

$$CO = \frac{11}{0,95 \cdot 9 - 0,5} \cdot \frac{1}{0,6} \cdot 520.291,02 = 1.184.927,79 \text{ kg/d}$$

g) Tasa de recirculación necesaria

Consiste en la ratio entre el caudal de recirculación de lodos, Q_R , y el caudal de tratamiento:

$$\frac{Q_R}{Q} = R = \frac{X}{X_R - X}$$

En todo caso, la capacidad del sistema de recirculación de lodos no será inferior al **200% del caudal medio diario total**.

La concentración X_R será de **6.000 mg SS/L** ($= 6 \text{ kg/m}^3$).

$$R = 3.000 / (6.000 - 3.000) \times 100 = 100 \%$$

➤ CONSIDERACIONES TÉCNICAS PARTICULARES

▪ Con respecto al reactor biológico:

El calado máximo de los reactores biológicos no será superior a 6 metros para aireación por burbuja. La configuración hidráulica del sistema garantizará que, frente a las normales variaciones de caudal (Q_{min} a Q_{max}), la superficie del agua no variará más de 30 mm. A efecto de cálculo del oxígeno, no se considerará esta variación.

En caso de reactores biológicos aireados mediante burbuja fina, se valorará que la geometría de los mismos favorezca la circulación del agua en flujo pistón, asumiendo una longitud no inferior a 5 veces el ancho del canal.

Cualquiera que sea el sistema de aireación adoptado, se dotarán las cubas de oxidación con agitadores sumergidos para la creación de flujo y evitar sedimentación de sólidos. Se garantizará una velocidad de circulación entre 25 y 30 cm/s en la situación de circulación más adversa.

Se deberá prever un sistema que facilite el vaciado de los reactores.

Se recomienda prever un sistema de retirada de flotantes.

▪ Con respecto al sistema de aireación por difusores de burbuja fina:

El suministro de aire se realizará con un número de soplantes suficiente para dar flexibilidad y economía al proceso. A su vez se deberá disponer de una soplante por cada reactor biológico previendo al menos una unidad de reserva. Esta última deberá estar disponible para cualquier cuba de aireación.

Las conducciones de aire serán de acero inoxidable 304 L. En caso de un solo reactor biológico, la parrilla de difusores será extraíble por grúa. Se dispondrá de al menos dos parrillas de difusores de aire por cuba.

Los sistemas de distribución de aire a cada línea serán perfectamente controlables y aislables del centro de producción. A tal efecto se instalará manómetros y válvulas para regular las pérdidas de carga o aislar un tramo de difusión.

En los locales que albergarán las soplantes, se cuidará los niveles de temperatura, ruido y vibración, de acuerdo con las normas existentes de seguridad e higiene en interior y exterior de naves de generación de aire, así como en las conducciones. Se permitirá acceder con un espacio libre superior a 1.5 m desde cualquier dirección, a cada uno de los equipos. Se dispondrá de puente grúa convenientemente dimensionado. La altura mínima de dichos locales será de 6 m. La puerta de acceso tendrá las dimensiones adecuadas para la entrada y retirada de equipos.

▪ Con respecto a la recirculación de lodos:

Se prestará especial atención a que la recirculación de lodos no se realice en plena zona aireada, ni en la zona de salida del efluente.

En todo caso, la capacidad de recirculación se obtendrá como mínimo con dos unidades iguales por reactor biológico. Se instalará además, el número necesario de bombas de reserva, iguales a las anteriores.





Las conducciones se dimensionarán con velocidades que no sobrepasen la cifra de 1.5 m/s. Los conductos del sistema de recirculación desde principio a fin, serán independientes por cada línea, aunque puedan intercomunicarse de forma voluntaria.

El sistema será regulable en función de la carga hidráulica instantánea de la depuración. En instalación de menos de 1000 habitantes, la recirculación se podrá regular mediante arranque y parada de los equipos por temporizador, programable en ciclos de 48 horas. En instalación de mayor capacidad se dispondrá de variadores de frecuencia y medida de caudal para ajustar el volumen recirculado de fango. Cada bomba dispondrá de dicho variador inclusive las de reserva.

Las bombas del sistema de recirculación se dispondrán con las características adecuadas para evitar tensiones de cizalladura importantes, que puedan perjudicar al fango.

Todas las estrategias irán orientadas a la optimización energética.

▪ **Con respecto a los lodos en exceso:**

El sistema de extracción de lodos, se realizará de forma independiente respecto al circuito de recirculación. El sistema será de libre selección, justificando su idoneidad para esta función.

Se dispondrá del adecuado juego de tuberías y válvulas que permita la purga de fangos en exceso, tanto desde la decantación secundaria como desde el reactor biológico, con las concentraciones consiguientes. La impulsión de estos fangos en exceso se conducirá hasta el proceso de espesamiento. Se dispondrá de un caudalímetro para contabilizar los fangos extraídos.

La extracción se realizará como mínimo con una bomba por decantador proyectado más una de reserva. Su capacidad total debe permitir extraer el volumen diario en cuatro horas como máximo cuando se extrae del decantador y 8 horas desde el reactor.

La separación mínima entre ejes de bombas será como mínimo de 1 m y las distancias de los bordes extremos de las máquinas y los muros serán como mínimo de 1.5 m. Asimismo, las bombas dispuestas en sumergencia se implementarán de forma que obre por encima de ellas una carga hidráulica en reposo, mayor o igual a 1 metro más las pérdidas en tuberías y entronques.

La conducción de purga garantizará que la velocidad sea mayor o igual a 1 m/s. Se prestará especial atención al trazado de las tuberías de fangos, evitando distancias innecesarias, codos inútiles, etc., e incluirá el número de bridas necesario para facilitar el mantenimiento de la instalación. Deberá cuidarse el acceso a toda la línea de fangos, siendo deseable evitar las tuberías enterradas.

Asimismo, incluirá conexiones para toma de agua a presión, en los puntos que, *a priori*, puedan considerarse susceptibles de atascamiento. En cualquier caso, los pasamuros que habrán de ser embridados y los elementos instalados dentro de la caseta o edificio de bombas, serán metálicos y con curvas amplias para evitar vibraciones.

➤ **Solución adoptada**

El tratamiento biológico se realizará mediante el proceso de biomasa en suspensión de baja carga. El diseño estandarizado incluye el reactor biológico y su decantador secundario.

Las características de esta unidad requeridas son:

Parámetro	Unidad	Valor
Volumen reactor	m ³	2.104,64
Producción de lodos	kg/d	39,2
Carga Másica, <i>CM</i>	kg DBO ₅ /kg SSLM/d	0.070
SSLM, <i>X</i>	mg/L	3.000
Concentración de lodos en la recirculación, <i>X_R</i>	mg/L	6.000
Tiempo de retención celular	d	16,12
Temperatura mínima para alcanzar nitrificación	°C	9,2
Necesidades de oxígeno		
Necesidad media total, <i>NcOx</i>	kg/d	897,66
Necesidad punta, <i>NcOx,punta</i>	kg/d	520.291,02
Capacidad de oxigenación requerida	kg/d	1.184.927,79
Dimensionamiento del reactor biológico		
Ancho	m	14,00



Calado adoptado	m	3,57
Resguardo	m	0,50
Altura recta total	m	4,00
Longitud adoptada	m	42,00
Superficie adoptada	m ²	588,00
Volumen adoptado	m ³	2.104,64

Figura 1. Reactor biológico

2.1.7. Decantación secundaria

La clarificación final del efluente se realiza en un tanque de sedimentación secundaria, en el recinto interior de la balsa, como ya se ha comentado en el apartado anterior. Es un decantador por gravedad convencional de flujo radial con barredor de fondo.

Su funcionamiento consiste en:

- Las aguas procedentes del reactor biológico, cargadas de sólidos biológicos, entran por la parte superior del centro del tanque, en donde se distribuyen a través de una campana central. Los sólidos se sedimentan u acumulan como fangos en el fondo del tanque. Un barredor de fondo, conducido por un puente giratorio, arrastra el fango a una poceta central; de donde se eliminan por presión hidrostática a una arqueta para su extracción posterior. El efluente clarificado se recoge en la parte superior del tanque por rebose a un canal perimetral. El vertedero es dentado de tipo Thompson.
- El sistema también está dotado de rasqueta superficial para la recogida de flotantes. Estos son vertidos a una tolva en un punto de la superficie del decantador y se dirigen a un pozo de drenaje, y luego a un pozo de bombeo de sobrenadantes adosado al mismo decantador; desde el cual se conducirán por bombeo a la entrada del tamizado fino, en la entrada de la estación.

Las características principales del clarificador son las siguientes:

Parámetro	Unidad	Valor
Diámetro	m	11,50
Altura recta bajo vertedero	m	2,30

Se seguirán los criterios generales de diseño que recomiendan las ITEDAR, que son los siguientes:





Parámetro	Valor
Velocidad ascensional, V_{Asc}	a $QD_{m,total} \leq 0.4$ m/h a $3QD_{p,total} \leq 0.8$ m/h
Carga de sólidos, CS	a $QD_{m,total} \leq 3.0$ kg/m ² /h a $3QD_{p,total} \leq 6.0$ kg/m ² /h
Carga sobre vertedero, CH_v	a $3QD_{p,total} \leq 10$ m ³ /h/m
Concentración del fango, X_r	6.000 mg/L
Calado, H	≥ 3.50 m (ver apartado 5.2.1 siguiente)

Tabla 3.- Valores de diseño para decantador secundario de biomasa en suspensión de baja carga (ITEDAR)

➤ **Comprobaciones de dimensionamiento**

$$\left. \begin{aligned} \text{a) } V_{ASC} &= \frac{Q}{A} = \frac{49,563}{103,870} = 0,478 \text{ m/h} \\ V_{ASC} &= \frac{Q}{A} = \frac{300,408}{103,870} = 2,892 \text{ m/h} \end{aligned} \right\} \text{ No cumple ninguna de las dos, hay que redimensionarlo}$$

1) **Superficie horizontal necesaria para la clarificación del efluente secundario:**

$$A_1 = \frac{49,563 \text{ m}^3/\text{h}}{0.4 \text{ m/h}} = 123,908 \text{ m}^2$$
$$A_2 = \frac{300,408 \text{ m}^3/\text{h}}{0.8 \text{ m/h}} = 375,510 \text{ m}^2$$

2) **Superficie horizontal necesaria para el espesamiento de lodos**

Se basa en la carga de sólidos admisible, tanto a $QD_{m,total}$ como a $3QD_{p,total}$:

$$CS = \frac{(Q + Q_r) X}{A}$$

Donde:

CS = carga de sólidos (kg SS/m²/h)

Q = caudal efluente (m³/h)

Q_r = caudal de recirculación de lodos (m³/h)

X = concentración de SSLM en reactor biológico (kg/m³). (Ver "Tabla 2. Valores de diseño para el reactor de biomasa en suspensión de baja carga").

A = superficie horizontal para compresión de lodos (m²)

Despejando el área:

$$A_3 = \frac{(49,563 + 49,563) \text{ m}^3/\text{h} \times 3 \text{ kg}/\text{m}^3}{3 \text{ kg}/\text{m}^2/\text{h}} = 99,126 \text{ m}^2$$

$$A_4 = \frac{(300,408 + 300,408) \text{ m}^3/\text{h} \times 3 \text{ kg}/\text{m}^3}{6 \text{ kg}/\text{m}^2/\text{h}} = 300,408 \text{ m}^2$$

3) **Diámetro unitario (φ)**

El diámetro de tanque que está construido en la E.D.A.R. es de 28,40 m de diámetro.

Este tanque combina a la vez las funciones de reactor biológico y de decantador secundario.

Lo primero que se va a probar, es si es suficiente el diámetro total del tanque para realizar la función de decantador secundario exclusivamente.



Realizando las comprobaciones expuestas anteriormente:

$$a) V_{ASC} = \frac{Q}{A} = \frac{49,563}{633,471} = 0,078 \text{ m/h} \rightarrow \text{Cumple con el criterio de diseño}$$

$$V_{ASC} = \frac{Q}{A} = \frac{300,408}{633,471} = 0,474 \text{ m/h} \rightarrow \text{Cumple con el criterio de diseño}$$

$$b) CS = \frac{(Q + Q_r) X}{A} = \frac{(49,563 + 49,563) \text{ m}^3/\text{h} \times 3 \text{ kg}/\text{m}^3}{633,471 \text{ m}^2} = 0,469 \text{ kg SS}/\text{m}^2/\text{h}$$

$$CS = \frac{(Q + Q_r) X}{A} = \frac{(300,408 + 300,408) \text{ m}^3/\text{h} \times 3 \text{ kg}/\text{m}^3}{633,471 \text{ m}^2} = 2,845 \text{ kg SS}/\text{m}^2/\text{h}$$

Se comprueba que se cumple el criterio de diseño para ambos caudales. OK.

$$c) CH_V = \frac{Q}{L_V} = \frac{300,408 \text{ m}^3/\text{h}}{\pi \times 28,4 \text{ m}} = 3,367 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m} \rightarrow \text{Cumple con el criterio de}$$

diseño $\leq 10 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$

Donde:

CH_V = carga hidráulica sobre vertedero ($\text{m}^3/\text{h}/\text{m}$)

L_V = longitud de vertedero (m)

$Q = 3 QD_{p, total}$

d) El criterio de diseño para el calado bajo vertedero es el siguiente:

Diámetro (m)	Calado mínimo (m)
< 12	3.50
12 a 21	4.00

21 a 30	> 4.00
---------	--------

Tabla 4.- Diámetro de decantador secundario en función del calado bajo vertedero

Como todo el recinto del tanque que existe se destinará íntegramente a la decantación secundaria, el calado mínimo ha de ser > 4.00, según aparece en la tabla 4.

Se tomará el calado mínimo igual a 4,20 m.

$$e) TRH = \frac{V}{Q} = \frac{A h}{Q} = \frac{\pi \times 14,20^2 \text{ m}^2 \times 4,20 \text{ m}}{300,408 \text{ m}^3/\text{h}} = 8,857 \text{ h} > 3 \text{ h} \rightarrow \text{Cumple con el criterio de diseño.}$$

➤ Solución adoptada

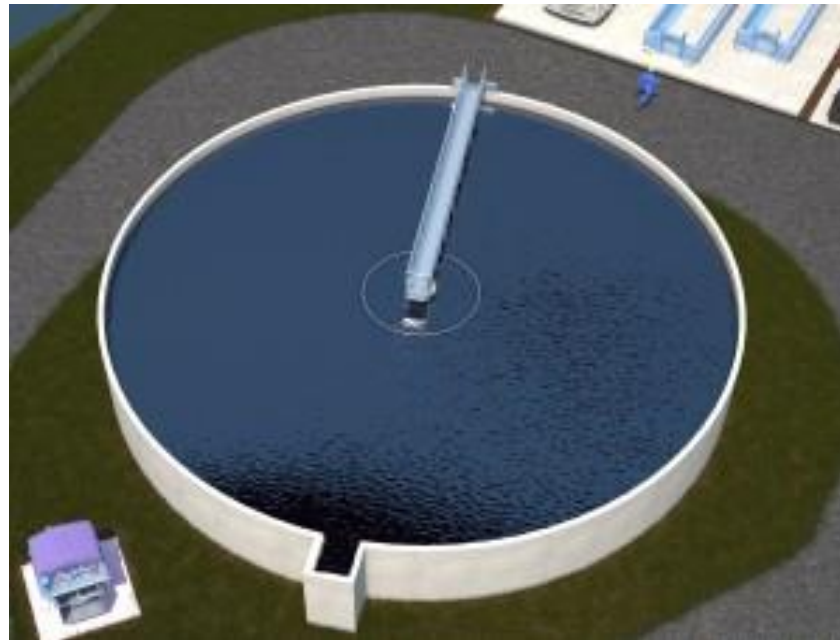
Se instalará un decantador por gravedad convencional de flujo radial con barredor de fondo en el mismo perímetro que ocupa el tanque existente en la E.D.A.R., pero destinado únicamente a la decantación secundaria, lo que no ocurre con anterioridad a esta actuación.

Las características que debe tener el decantador secundario a que se dispondrá son:

Parámetro	Unidad	Valor
Nº de unidades	ud	1
Forma	-	circular
Diámetro	m	28,40
Altura recta bajo vertedero	m	4,20
Calado	m	4.20
Resguardo	m	0,5
Superficie	m ²	633,47
Volumen	m ³	2.660,58



El agua recogida por el canal perimetral se conduce al depósito de agua tratada y por último a la arqueta de salida del efluente.



Fotografía 1. Decantador secundario

3.1.4.1. Dispositivos del decantador

La recogida del efluente tratado se realizará a través de un vertedero perimetral dentado tipo Thomson, que da paso a un canal de recogida. En un punto de dicho canal se situará una tubería de que recogerá el efluente ya clarificado y lo conducirá a la arqueta de vertido.

En los decantadores circulares, la entrada de agua se produce por el centro y la salida por la periferia. La poceta de fangos se sitúa en el centro.

La recogida de los fangos decantados en el fondo de los tanques se realiza mediante un sistema de barrido de lodos y una poceta central de aumento de concentración. Los fangos son conducidos por tubería a un pozo de bombeo y de allí irá al espesador.

El barrido de fangos se realizará mediante un puente de rasquetas giratorio. Las rasquetas cuelgan de un puente giratorio que va desde el centro a la periferia, realizándose la tracción desde la periferia mediante un carro tractor. La velocidad máxima de las rasquetas será de 0.6 m/min, para evitar la resuspensión de los fangos, y la pendiente de la solera será del 8 %.

3.1.5. Arqueta de vertido

Al final de instalación se dispondrá una arqueta al que llegarán las aguas tratadas de la por la E.D.A.R. y en la que se iniciará el colector de vertido, que trasladará el efluente tratado al río Landroil. Además, también se producirá la conexión con el by-pass, que conducirá el agua sin tratar hasta la arqueta en caso de avería o interrupción de alguna parte del tratamiento.

2.2. LÍNEA DE FANGOS

La línea de fangos constituye el conjunto de procesos y operaciones relacionadas con el tratamiento de los lodos en exceso que contienen los elementos contaminantes separados del agua hasta su disposición final. La recirculación de fangos activados está íntimamente relacionada con el funcionamiento del tratamiento biológico.

Esta línea consta de los procesos de espesamiento y deshidratación del fango que se analizarán a continuación.

Los fangos extraídos de la decantación secundaria serán recirculados en parte al reactor de fangos activos, o se extraerán de la línea de agua (fangos en exceso) y enviándose a la línea de fangos para su tratamiento. La estabilización se realizará en un espesador circular con la posterior deshidratación de los mismos por medio de una máquina centrífuga.



2.2.1. Espesado de fangos

Los fangos activados recogidos en la poceta central del decantador secundario se conducen por presión hidrostática a un pozo de bombeo. Estos fangos se conducen directamente de la purga de fangos en exceso a la campana de distribución de un espesador circular. El espesamiento se consigue por gravedad.



Fotografía 2. Espesador de fangos por gravedad

La recirculación externa e interna de los fangos decantados se realizará por bombas sumergidas. Estas impulsan los lodos, siendo el caudal medio previsto para la recirculación biológica de alrededor del 100% del caudal medio de agua a tratar.

La compactación y espesamiento del fango está ayudado por una reja giratoria de peines de accionamiento central. Un barredor de fondo arrastra el fango espesado a una pequeña poceta central de donde son aspirados y trasegados al secado.

La fase acuosa rebosa a un canal perimetral en la parte superior del espesador, de donde se conduce a cabecera de planta.

Las características principales del sistema son:

Diámetro	m	4,00
Superficie	m ²	12,57
Altura en vertedero	m	3,00
Altura total	m	3,16
Fangos retenidos	kg/d	258,36
Velocidad perimetral	m/h	90
Potencia motor accionamiento	CV	0,16

➤ Comprobaciones de dimensionamiento

Los parámetros de diseño en espesadores por gravedad son los siguientes:

a) *Carga hidráulica:*

$$CH = Q / A$$

Q: caudal en m³ / h.

A: superficie horizontal del espesador.

$$CH = 4,90 \text{ m}^3/\text{h} / 12,57 \text{ m}^2 = 0,39 \text{ m/h}$$

Para fangos procedentes de tratamientos biológicos, este valor debe ser inferior a 0,45 m³/m²/h.

b) *Carga de sólidos:*

Influye sobre la forma de la curva de sedimentación, en la capacidad de formación y eliminación de sobrenadantes. Se suele expresar en volumen de sólidos por unidad de tiempo y superficie útil de espesador.

$$C_{\text{sólidos, real}} = \frac{SST}{S_{\text{espesador}}} = 3,12 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{d}}$$

c) *La altura del espesador*



Es un parámetro que influye directamente sobre la capacidad de espesamiento. Los valores comprendidos entre 2 y 3,5 m suelen resultar los más adecuados, tanto desde el punto de vista técnico como económico.

La altura total del espesador es 3,16 m, por lo tanto cumple con el criterio de diseño.

d) *Tiempo de retención hidráulico.*

$$TRH = V / Q$$

El tiempo de retención de los fangos será superior a 24, mientras que el tiempo de retención del sobrenadante será inferior a 2 horas.

$$TRH = 39,72 \text{ m}^3 / 4,90 \text{ m}^3/\text{h} = 8,11 \text{ h}$$

Esto quiere decir que el volumen del espesador no es suficiente, hay que redimensionarlo para que cumpla con el criterio de diseño del tiempo de retención hidráulico.

Tomando como valor de diseño del TRH 24 h, el volumen necesario como mínimo es de 117,6 m³. Eligiendo como altura de diseño 3 m, la superficie necesaria es 39,2 m², lo que supone un espesador de 7,06 m de diámetro.

Se tomará como diámetro de diseño del espesador 7,20 m.

e) Los valores de la *concentración del fangos* normalmente conseguido mediante un proceso de espesado por gravedad oscilan, para los fangos procedentes de la decantación secundaria entre el 2 y 3 %.

□

f) *Resguardo del espesador* no inferior a 0.5 m.

➤ **Solución adoptada**

Para que el tiempo de retención hidráulico sea de, por lo menos, 24 h, será necesario ampliar el espesador para que tenga mayor volumen. La manera correcta de hacerlo es aumentando la superficie, ya que la altura debe de encontrarse en un rango de valores recomendados, y si se aumentara ésta todo lo que fuese necesario se excedería mucho de estos valores, lo cual no interesa y no se hará.

Una vez calculadas las dimensiones del espesador, se comprueba que los valores que adoptan los parámetros de diseño de la unidad se encuentran dentro de los límites establecidos, por lo tanto se dará como bueno el diámetro elegido de 7,20 m.

Las características del espesador a instalar en la planta son las siguientes:

Diseño adoptado		
Número de espesadores	Ud.	1,00
Altura	m	3,00
Resguardo	m	0,50
Altura total	m	3,50
Diámetro	m	7,20
Superficie	m ²	40,72
Volumen	m ³	122,16
Características funcionales		
Carga hidráulica	m/h	0,13
Tiempo de retención de fangos	h	24,93

3.2.2. Secado

La máquina deshidratadora de fangos es una centrífuga. Los fangos digeridos por un mezclador cónico donde se mezclan con un floculante polimerizado (polielectrolito) y quedan parcialmente floculados.

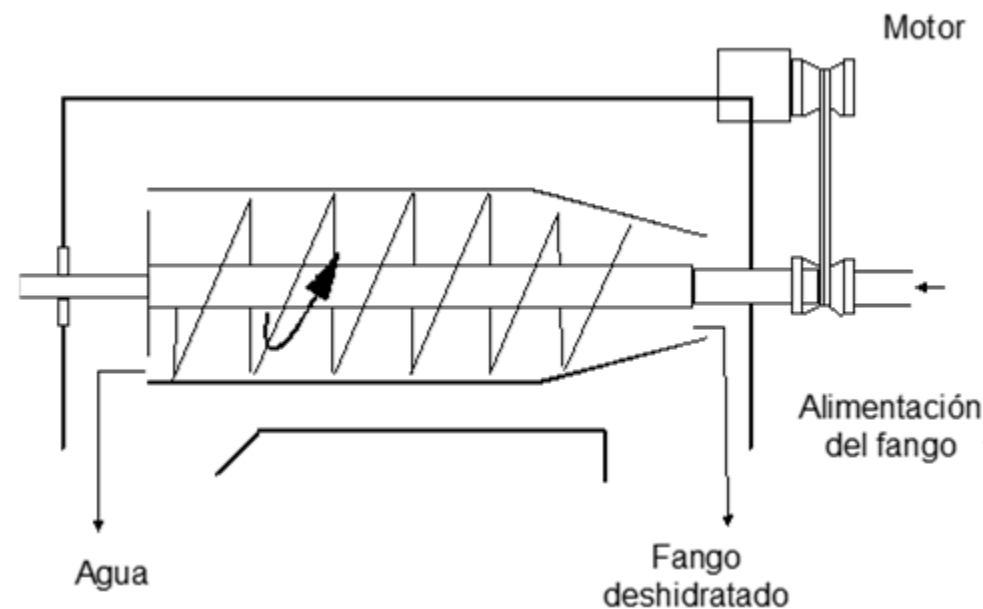


Figura 3. Máquina centrífuga deshidratadora

La fase acuosa sale por boca diferenciada y se dirige directamente a cabecera de planta. La torta de fangos sale de la máquina por otra abertura y cae directamente a contenedores para su transporte y disposición final. De esta manera queda todo el sistema de secado y almacenamiento de fangos deshidratados dentro de un local, lo cual es permitido gracias a las pequeñas dimensiones de estas instalaciones.

El sistema dispone de toma de agua de servicio para la limpieza de la máquina tras la jornada de trabajo, canalizándose los fluidos de la misma forma que en la operación normal a cabecera de planta.

Las características principales de la máquina centrífuga son las siguientes:

Nº de unidades	Ud.	1
Disposición	-	horizontal
Diámetro del rotor	mm	232
Longitud del rotor	mm	563

Velocidad de operación del rotor	rpm	6.000
Caudales de trabajo	m³/h	0,5 - 2,5
Potencia del motor principal	CV	7,5
Velocidad del motor	rpm	3.000
Sequedad de la torta	%	18 - 22

➤ Comprobaciones de dimensionamiento

El caudal a deshidratar viene dado por el volumen diario producido de fango y por el volumen máximo acumulado durante el periodo de no funcionamiento de la deshidratación, con una concentración de fangos al 7 %.

Fangos a deshidratar

$$SST = 39,2 \text{ kg/d}$$

Días útiles a la semana

$$D_{\text{útil}} = 5 \text{ días}$$

Fangos a deshidratar por día útil

$$F_{\text{des}} = \frac{SST \cdot 7 \text{ d}}{D_{\text{útil}}} = 54,9 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$$

Concentración de fangos deshidratados

$$C_{\text{f. des}} = 25 \%$$

Volumen de fangos centrifugados

$$V_c = \frac{F_{\text{des}}}{C_{\text{f. des}} \cdot \rho_{\text{fangos}}} = 0,2 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

➤ Solución adoptada

Como ya se ha comprobado, la máquina centrífuga que existe en la actualidad en la planta es suficiente para secar el fango que se produce en la estación depuradora.

Los fangos que son necesarios centrifugar al día ocupan un volumen de 0,2 m³. Estableciendo un silo de 6 m³, tan sólo supone la retirada de los fangos por el camión una vez de cada 30 días hábiles.



Los fangos serán acondicionados químicamente utilizándose polielectrolito para conseguir la aglomeración de las partículas en forma de flóculos.

Con una concentración de polielectrolito de 5,5 kg/m³ se dosificará la solución al 0,5 %, obteniéndose el consumo máximo de polielectrolito al día y el caudal de la solución.

Consumo diario máximo	kg/d	0,30
Caudal diario de solución	m³/d	0,06
Volumen de almacenamiento	m³	1,20
Tiempo de almacenamiento	d	20,00

Consumo máximo diario $C_{pol} = SST \cdot Dos_{pol} \cdot \frac{7 \text{ d}}{D_{\text{útil}}} = 0,3 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$

Caudal diario de solución $Q_{pol} = \frac{C_{pol}}{C_{polielectrolito}} = 0,06 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$

Volumen de almacenamiento $V_{alm,pol} = Q_{pol} \cdot t_{alm}$

Para tener una capacidad de almacenamiento de polielectrolito de 20 días, el volumen del recipiente de almacén deberá tener una capacidad de 1,2 m³.

En esta tabla se recogen las características del sistema de secado y dosificación del polielectrolito:

Sistema de secado		Centrifuga
Nº de unidades	Ud.	1,00
Disposición	-	horizontal
Fangos a deshidratar	kg/d	39,20
Fangos a deshidratar por día útil	kg/d	54,90
Concentración de fangos deshidratados	%	25,00
Volumen de fangos centrifugados	m³/d	0,20
Volumen del silo	m³	6,00
Tiempo de retirada de fangos	d	30,00
Dosificación del polielectrolito		
Concentración de polielectrolito	kg/ m³	5,50
Dosificación máxima	%	0,50



ANEJO Nº 5: PLIEGO DE BASES



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. ÁMBITO DE ACTUACIÓN
3. EMPLAZAMIENTO DE LA E.D.A.R.
 - 3.1. DESCRIPCIÓN DEL EMPLAZAMIENTO
 - 3.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS SERVICIOS
4. BASES DE PARTIDA
 - 4.1. CAUDALES DE DISEÑO PARA LA E.D.A.R
 - 4.2. CARGAS DE CONTAMINACIÓN EN EL AFLUENTE
 - 4.3. CARGAS DE CONTAMINACIÓN EN EL EFLUENTE
5. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS
 - 5.1. COLECTORES
 - 5.2. POZO DE BOMBEO
 - 5.3. E.D.A.R.
 - 5.3.1. LÍNEA DE AGUAS
 - 5.3.1.1. Bombeo de agua bruta
 - 5.3.1.2. Desbaste fino (tamizado)
 - 5.3.1.3. Desarenador-Desengrasador
 - 5.3.1.4. Tratamiento biológico
 - 5.3.1.5. Decantación secundaria
 - 5.3.2. LÍNEA DE FANGOS
 - 5.3.2.1. Espesado
 - 5.3.2.2. Secado
6. CONDICIONES QUE HAN DE SATISFACER LOS MATERIALES
 - 6.1. MATERIALES NO ESPECIFICADOS EN ESTE ANEJO
 - 6.2. MATERIALES QUE NO SEAN DE RECIBO
 - 6.3. MATERIALES DEFECTUOSOS PERO ACEPTABLES
 - 6.4. MANIPULACIÓN DE LOS MATERIALES
 - 6.5. AGUA PARA LOS MORTEROS Y HORMIGONES
 - 6.6. ÁRIDO FINO PARA MORTERO Y HORMIGÓN
 - 6.6.1. Condiciones Generales
 - 6.6.2. Calidad
 - 6.6.3. Almacenamiento
 - 6.7. ÁRIDO GRUESO PARA HORMIGONES
 - 6.7.1. Condiciones Generales
 - 6.7.2. Calidad
 - 6.7.3. Almacenamiento
 - 6.7.4. Ensayos para áridos gruesos y finos
 - 6.8. CEMENTO
 - 6.8.1. Cemento rechazado
 - 6.9. MADERA PARA ENCOFRADOS
 - 6.10. ACERO PARA ENCOFRADOS METÁLICOS
 - 6.11. BARRAS CORRUGADAS PARA HORMIGÓN ARMADO



6.12. TUBERÍAS DE PVC PARA SANEAMIENTO

- 6.12.1. Características geométricas de los tubos
- 6.12.2. Materiales
- 6.12.3. Pruebas de recepción
- 6.12.4. Juntas
- 6.12.5. Piezas especiales

6.13. TUBERÍAS DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD

6.14. VALVULERÍA

- 6.14.1. Control y aceptación

6.15. PIEZAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN PARA SUMIDEROS Y POZOS DE
REGISTRO

- 6.15.1. Sumideros
- 6.15.2. Pozos de registro



1. INTRODUCCIÓN

En este anejo se pretende recoger la esencia de las obras a realizar en el presente proyecto. Se definirán de la mejor manera posible las modificaciones o ampliaciones que son necesarias realizar en esta intervención proyectual.

De la misma manera se contemplan en este documento las posibles demoliciones de aquellas unidades que son necesarias dismantelar por no reunir las características que deberían de reunir para dar servicio a la población de proyecto.

2. ÁMBITO DE ACTUACIÓN

La zona de actuación de este proyecto se divide principalmente en dos áreas: el núcleo de Guitiriz y el núcleo de Pardiñas, incluyendo áreas colindantes de ambos núcleos.

En la primera de ellas, en Guitiriz, existe red de alcantarillado sólo en el núcleo urbano y una estación depuradora en la ribera del río Landroil.

En la segunda zona hay sólo exclusivamente red de alcantarillado en el núcleo rural de Pardiñas, que no dispone de depuradora.

Con lo cual, el ámbito de actuación de este proyecto, como ya se ha descrito, es dar servicio a todo el área de Pardiñas y al área de servicio de la autovía A-6, conectándolas a la red de saneamiento de Guitiriz. Esto implica que se deberá ampliar la E.D.A.R. de Guitiriz existente, y por lo tanto al tener que hacer reformas en esta planta se ha dado un carácter un poco más ambicioso a este proyecto. Esto quiere decir que se va a diseñar la capacidad de tratamiento de esta planta, tanto para este aumento de población que ya se ha mencionado que se va a conectar; como para toda la población presente y futura que podría tener el núcleo de Guitiriz según el censo y los datos del INE de viviendas principales, secundarias, vacías, plazas hoteleras, hostales, pensiones y casas rurales que posee la villa.

En los siguientes apartados se plantearán todas las intervenciones que habrá que realizar en la red de saneamiento y en la EDAR de Guitiriz para hacer posibles estas mejoras.

3. EMPLAZAMIENTO DE LA E.D.A.R.

3.1. DESCRIPCIÓN DEL EMPLAZAMIENTO

La nueva EDAR de Guitiriz ocupará dos parcelas ubicadas en la margen derecha del río Landroil, con una superficie total de 4.207 m², que serán objeto de un proceso expropiatorio por parte de Augas de Galicia, y puestos a disposición para la realización de las obras.

Para el acceso a la misma ya existe un camino habilitado.

Se facilitan los siguientes planos, en el Documento Nº 2 Plano del presente Anteproyecto:

- Planos de situación general (1.1 y 1.2): “*SITUACIÓN GENERAL*” y “*ÁREA DE ACTUACIÓN*”
- Planos de trazado de la red (2.1, 2.2 y 2.3): “*ESQUEMA GENERAL*”, “*RED DE COLECTORES*” y “*POZO DE BOMBEO*”
- Planos de la EDAR (3.1, 3.2 y 3.3): “*EDAR EXISTENTE*”, “*DEMOLICIONES*” y “*EDAR DE PROYECTO*”

3.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS SERVICIOS

- **Llegada del agua bruta a la E.D.A.R**

En el presente Anteproyecto se conecta a la red de colectores generales de saneamiento de Guitiriz, la vertiente de colectores de Pardiñas y del área de servicio de Guitiriz (A-6), que garantiza la recogida de los vertidos de las redes secundarias construidas y todavía fuera de servicio, así como la entrada de las aguas residuales a la nueva EDAR de Guitiriz.

Esta red será objeto de futuras ampliaciones (ramales y acometidas) de manera que se consiga conectar la población de diseño de la EDAR.

- **Punto de vertido del efluente**

En el futuro Proyecto Constructivo que se hará como continuación del presente Anteproyecto, se incluirá una conducción de desagüe que permita la salida directa del efluente al río Landroil, en cuya margen derecha se localiza la EDAR.



- **Evacuación de los fangos**

De la retirada de fangos, detritus de rejillas, flotantes y basuras en general se encargará la empresa explotadora de la E.D.A.R., trasladándolos a un gestor de residuos autorizado por la Xunta de Galicia.

4. BASES DE PARTIDA

4.1. CAUDALES DE DISEÑO PARA LA E.D.A.R

Caudal medio diario: 1.189,51 m³/día

Caudal medio horario: 49,56 m³/h

Población equivalente: 5.893 h-e

4.2. CARGAS DE CONTAMINACIÓN EN EL AFLUENTE

Las cargas de contaminación medias consideradas en el afluente son:

DBO5..... 371,56 mg/l

S.S.....445,87 mg/l

NTK..... 74,31 mg/l

PT..... 22,29 mg/l

4.3. CARGAS DE CONTAMINACIÓN EN EL EFLUENTE

- **Características del agua tratada**

El rendimiento de la estación depuradora deberá garantizar el cumplimiento de lo establecido por la DIRECTIVA 91/271/CEE del Consejo de Comunidades Europeas. De acuerdo con ello, como mínimo, el agua depurada, tendrá las siguientes características:

S.S. _____ < ó = 35 mg/l

DBO5 _____ < ó = 25 mg/l

DQO _____ < ó = 125 mg/l

NT _____ < ó = 15 mg/l

PT _____ < ó = 2 mg/l

CT _____ < ó = 500 UFC/100ml

CF _____ < ó = 100 UFC/100ml

EF _____ < ó = 100 UFC/100ml

Además de ello, el agua deberá tener un aspecto razonablemente claro, no detectándose su vertido en el cuerpo receptor, y no tendrá olor desagradable.

- **Características del fango**

Como mínimo, el fango procedente de la depuración, después de tratado y analizado, tendrá:

Sequedad (% en peso de sólidos secos) _____ > ó = 22%

Sólidos volátiles (% de sólidos) _____ < ó = 45 %

5. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

- Definición de la actuación

1. Trazado de la Alternativa I que discurre por gravedad, formada por colectores de PVC pared compacta de Ø 315 y pozos de registro. (Ver planos de las alternativas).
2. Impulsión desde la finalización del trazado de la Alternativa I hasta el punto alto que permita que los caudales circulen por gravedad a partir de él.
3. Obras de ampliación de la E.D.A.R. de Guitiriz.
4. Reposición de servicios: Consistirá en la reposición de los firmes afectados por la construcción de los colectores e impulsiones, que discurren por vías públicas, así como de múltiples cruces de tuberías de abastecimiento y drenaje.



Como es lógico, todos los procesos que sean capaces de soportar el aumento del caudal que llegará a la E.D.A.R., se mantendrán y se ampliarán aquéllos otros que no aseguren el correcto funcionamiento, aprovechándolos en la medida de lo posible para reducir los costes que ocasionará la ampliación y la futura explotación de la misma.

En los apartados que vienen a continuación se muestran las modificaciones y ampliaciones que hay que llevar a cabo, tanto en la red de saneamiento como en la propia E.D.A.R.

5.1. COLECTORES

La ampliación del trazado de los colectores existentes recoge los vertidos de los núcleos de Pardiñas, San Juan, Péngamo, área de servicio de Guitiriz (A-6, km 538) y el propio centro urbano de Guitiriz.

Se procederá a construcción de los nuevos tramos de colectores para la recogida de aguas residuales, siendo necesaria la ejecución de un único bombeo.

El trazado de la red final se realizará utilizando colectores de PVC de 315 mm de diámetro para las conducciones por gravedad y para la impulsión se utilizará tubería de polietileno de 90mm de diámetro, procurando siempre que sea posible que ambas discurran a través del viario existente o por terrenos públicos..

Los tramos de colectores que habría que construir y conectar a los ya existentes son los siguientes:

- Ramal área de servicio: 521 m
 - Tramo mediante perforación dirigida: 46 m (a mayores)
- Ramal a EDAR: 1.156 m
- Colector hasta la red de Guitiriz:
 - Conducción por impulsión: 435 m
 - Conducción por gravedad: 407 m

Lo que supone un total de:

- Conducciones por gravedad: 2.084 m
 - Tramo de perforación dirigida: 46 m
- Conducciones por impulsión: 435 m, (altura de bombeo: 8 m)

5.2. POZO DE BOMBEO

Es necesario realizar un bombeo para impulsar las aguas recogidas de la aldea de Pardiñas y del área de servicio de la A-6 desde el punto bajo de la N-VI a la altura del San Juan hasta el punto alto desde el cual es posible que circulen por gravedad para conectarse con la red de saneamiento de Guitiriz. El bombeo recibe todos los vertidos que recoge la red de colectores.

El rendimiento del bombeo sería muy bajo si se realiza un bombeo continuo debido a su bajo caudal. Debido a esto se propone el dimensionamiento del bombeo para que el agua se acumule en el mismo pozo de bombeo y que la bomba comience a trabajar cuando el agua llegue a un nivel determinado. Para ello el pozo de bombeo dispondrá de una cámara de bombeo con el volumen necesario. De esta manera se consigue que el equipo de bombeo trabaje menos tiempo a lo largo del día y con una eficiencia mucho mayor.

El pozo cuenta con una cámara de recogida del agua, una cámara en donde se instala un desbaste mediante rejillas de limpieza automática y que cuenta además con una compuerta para poder evitar el paso del agua, una cámara de bombeo y una última cámara seca.

Se ha decidido instalar dos bombas, una de ellas de reserva, que sean capaces de impulsar cuatro veces el caudal horario punta que llega al pozo. De esta manera la bomba no tendrá un funcionamiento continuo y arrancará un número de veces al día cuando llegue a un nivel de agua en la cámara de bombeo determinado. Gracias a esto se conseguirá un mayor rendimiento de la bomba y un menor gasto energético ya que para menores caudales los rendimientos no son adecuados.



Como ya se ha mencionado la tubería de impulsión es de polietileno de un diámetro de 90 mm.

La altura geométrica del pozo de bombeo es $H_g = 438$ m.

La curva resistente de las conducciones se calculará de la siguiente manera:

$$H_B = H_0 + L \cdot \frac{f \cdot Q^2}{A^2 \cdot 2 \cdot g \cdot D}$$

5.3.E.D.A.R.

La E.D.A.R. de Guitiriz se ubica en una parcela situada al sureste del núcleo urbano (al sur de su eje principal que es la N-6), sobre el margen derecho del río Landroil (Forxá o Escádebas, por ser este último la población en donde nace) y abarca una superficie de aproximadamente 2.940 m².

El agua bruta llegará a la depuradora a través de un colector, en donde se intercalará en pozo de registro y desde el cual se derivará a la E.D.A.R., hasta conectar con la obra de llegada, en donde se ha dispuesto el aliviadero y el by-pass general de la planta.

La red de saneamiento es unitaria, por lo que se han dispuesto los dispositivos necesarios en la llegada a la E.D.A.R., para eliminar el agua de lluvia y los excesos sobre los caudales previstos.

Será necesario expropiar una superficie útil de 1.267 m² a mayores al sur de la parcela en la que se encuentra la E.D.A.R. para poder instalar en esta nueva incorporación el reactor del proceso biológico de fangos activos, que va a ser la principal novedad con respecto a la actual línea de procesos.

Todos los procesos que sean capaces de soportar el aumento del caudal que llegará a la E.D.A.R., se mantendrán y se ampliarán aquéllos otros que no aseguren el correcto funcionamiento, aprovechándolos en la medida de lo posible para reducir los costes que ocasionará la ampliación y la futura explotación de la misma.

5.3.1. LÍNEA DE AGUAS

5.3.1.1. Bombeo de agua bruta

Actualmente en la estación depuradora están instaladas tres bombas para funcionar con un caudal unitario de bombeo de 68 m³/h, dos en funcionamiento y una de reserva. De modo que para bombear el caudal máximo de diseño de la E.D.A.R., este equipo de bombeo no será suficiente, viéndose en la necesidad de tener que ampliarlo.

El depósito existente es de planta rectangular, tiene una superficie de 7,50 m² y una altura total de 4,20 m. Estas dimensiones cumplen con las exigencias de capacidad y tiempo de retención hidráulico, por lo tanto se mantendrán en la futura E.D.A.R. Lo que sí se modificará como ya se ha expuesto, es el equipo de bombeo. Para ello, se consultó el catálogo de productos de bombas sumergidas de la marca *CAPRARI*, eligiendo de éste el modelo K+, DN 65/200.

Las características principales del sistema de bombeo son las siguientes:

Pozo de bombeo		
Superficie	m ²	7,50
Altura total	m	4,20
Grupo de bombeo		
Tipología	Electrobomba sumergible	
Nº de bombas	ud	3
Caudal unitario	m ³ /h	148,68



Potencia	CV	10
Presión de trabajo	mca	9
Control	Automático	

5.3.1.2. Desbaste fino (tamizado)

Tal y como se recomienda en las ITOHG-Serie EDAR, (a partir de ahora, ITEDAR), en poblaciones de a partir de 2.000 h-e se instalarán al menos 2 unidades iguales, con capacidad para tratar el caudal máximo. Como en la actualidad ya existe un tamiz rotativo, tan sólo es necesario añadir otro de las mismas características, para reducir los costes de explotación y mantenimiento frente a posibles averías, siempre es más ventajoso operar con dos unidades iguales, que si fuesen distintas.

Las características de esta unidad son las siguientes:

Parámetro	Unidad	Valor
Nº de tamices	ud	2
Diámetro del tambor	mm	632
Longitud del tambor	mm	900
Luz de paso	mm	1
Caudal máximo unitario	m ³ /h	163
Potencia	CV	0,50

5.3.1.3. Desarenador-Desengrasador

El desarenador-desengrasador instalado es un canal longitudinal tronco-piramidal construido en obra de fábrica. Este desarenador-desengrasador que hay actualmente se conservará en el futuro y se dispondrá de otra unidad de iguales características, para reducir los costes de explotación y

mantenimiento frente a posibles averías, siempre es más ventajoso operar con dos unidades iguales, que si fuesen distintas.

Evaluando todos los criterios de diseño que recomiendan las ITEDAR, para tratar el nuevo caudal máximo que llegará la E.D.A.R., será necesario disponer de dos unidades iguales de desarenador –desengrasador longitudinal-trapezoidal aireado con las siguientes especificaciones:

Parámetro	Unidad	Valor
Unidades	ud	2
Longitud total	m	4,55
Longitud útil	m	3,95
Anchura total	m	2,20
Altura total	m	3,30
Altura útil	m	2,50
Volumen útil	m ³	7,66
Superficie útil	m ²	8,70
Superficie desarenado	m ²	4,35
Superficie desengrasado	m ²	4,35
Superficie transversal útil	m ²	0,88
Ancho zona desarenado	m	1,10
Ancho zona desengrasado	m	1,10
Velocidad de circulación a Qpunta	m/s	0,021
Carga superficial a Qpunta	m ³ /h/ m ²	8,83
Resguardo a Qmax	m	0,5

5.3.1.4. Tratamiento biológico

Esta unidad de tratamiento se modificará completamente. Actualmente este proceso en la línea de tratamiento se realiza dentro del tanque circular, en la parte externa de la balsa, a partir del



perímetro que delimita el decantador secundario que existe hasta ahora. Pero esta distribución de los elementos no permanecerá así, sino que se realizará el tratamiento biológico en un reactor independiente, como ya se ha concluido en el “*ANEJO Nº 4: ANÁLISIS DE LA E.D.A.R. ACTUAL DE GUITIRIZ*”. Como se ha justificado ya en el citado anejo, el tratamiento biológico va a consistir en un sistema de fangos activos.

Las características de este reactor son las siguientes:

Parámetro	Unidad	Valor
Volumen reactor	m ³	2.104,64
Producción de lodos	kg/d	39,2
Carga Másica, <i>CM</i>	kg DBO ₅ /kg SSLM/d	0.070
SSLM, <i>X</i>	mg/L	3.000
Concentración de lodos en la recirculación, <i>X_R</i>	mg/L	6.000
Tiempo de retención celular	d	16,12
Temperatura mínima para alcanzar nitrificación	°C	9,2
Necesidades de oxígeno		
Necesidad media total, <i>NcOx</i>	kg/d	897,66
Necesidad punta, <i>NcOx,punta</i>	kg/d	520.291,02
Capacidad de oxigenación requerida	kg/d	1.184.927,79
Dimensionamiento del reactor biológico		
Ancho	m	14,00
Calado adoptado	m	3,57
Resguardo	m	0,50
Altura recta total	m	4,00
Longitud adoptada	m	42,00
Superficie adoptada	m ²	588,00
Volumen adoptado	m ³	2.104,64

5.3.1.5. Decantación secundaria

Se instalará un decantador por gravedad convencional de flujo radial con barredor de fondo en el mismo perímetro que ocupa el tanque existente en la E.D.A.R. Por lo tanto, también hay que tener en cuenta la demolición de la distribución existente en la actualidad como una obra más a realizar.

Este tanque, como ya se ha descrito en el “*ANEJO Nº 4: ANÁLISIS DE LA E.D.A.R. ACTUAL DE GUITIRIZ*”, está destinado actualmente tanto al tratamiento biológico como a la clarificación final del agua. La necesidad de ampliación del diámetro del decantador, conlleva a tener que separar ambos procesos para poder utilizar el tanque íntegramente en labor de decantación. Esto implica que hay que eliminar del interior del tanque todas las instalaciones del tratamiento biológico, así como la cámara de válvulas y los depósitos de reactivos para el licor mezcla. Hay que tener en cuenta, que todo lo que sirva para el nuevo reactor biológico se reservará para tal fin.

Las características de este clarificador son las siguientes:

Parámetro	Unidad	Valor
Nº de unidades	ud	1
Forma	-	circular
Diámetro	m	28,40
Altura recta bajo vertedero	m	4,20
Calado	m	4.20
Resguardo	m	0,5
Superficie	m ²	633,47
Volumen	m ³	2.660,58

El agua recogida por el canal perimetral se conduce al depósito de agua tratada y por último a la arqueta de salida del efluente.



5.3.2. LÍNEA DE FANGOS

5.3.2.1. Espesado

Realizando las comprobaciones pertinentes para esta unidad existente, se concluye que no cumple todos los criterios de diseño, con lo cual habrá que redimensionarlo. Las comprobaciones y cálculos realizados se muestran en el “*ANEJO Nº 4: ANÁLISIS DE LA E.D.A.R. ACTUAL DE GUITIRIZ*”.

Al tener que hacer obra nueva será necesario demoler el espesador existente.

La solución adoptada es la siguiente:

Diseño adoptado		
Número de espesadores	Ud.	1,00
Altura	m	3,00
Resguardo	m	0,50
Altura total	m	3,50
Diámetro	m	7,20
Superficie	m ²	40,72
Volumen	m ³	122,16
Características funcionales		
Carga hidráulica	m/h	0,13
Tiempo de retención de fangos	h	24,93

5.3.2.2. Secado

La máquina deshidratadora de fangos es una centrífuga. Los fangos digeridos por un mezclador cónico donde se mezclan con un floculante polimerizado (polielectrolito) y quedan parcialmente floculados.

Como ya se ha comprobado en el “*ANEJO Nº 4: ANÁLISIS DE LA E.D.A.R. ACTUAL DE GUITIRIZ*”, la máquina centrífuga que existe en la actualidad en la planta es suficiente para secar el fango que se produce en la estación depuradora.

Esto quiere decir que en esta unidad de secado y dosificación del electrolito no se prevé a priori hacer obras de ampliación de las instalaciones existentes, lo cual no quiere decir que durante su explotación no se necesite hacer alguna modificación en este sistema para obtener mayores rendimientos en la planta, o bien, minimizar costes de mantenimiento o explotación.

Los fangos que son necesarios centrifugar al día ocupan un volumen de 0,2 m³. Estableciendo un silo de 6 m³, tan sólo supone la retirada de los fangos por el camión una vez de cada 30 días hábiles.

Para tener una capacidad de almacenamiento de polielectrolito de 20 días, el volumen del recipiente de almacén deberá tener una capacidad de 1,2 m³.

En esta tabla se recogen las características del sistema de secado y dosificación del polielectrolito:

Sistema de secado		Centrifuga
Nº de unidades	Ud.	1,00
Disposición	-	horizontal
Fangos a deshidratar	kg/d	39,20
Fangos a deshidratar por día útil	kg/d	54,90
Concentración de fangos deshidratados	%	25,00
Volumen de fangos centrifugados	m ³ /d	0,20
Volumen del silo	m ³	6,00
Tiempo de retirada de fangos	d	30,00
Dosificación del polielectrolito		
Concentración de polielectrolito	kg/ m ³	5,50



Dosificación máxima	%	0,50
Consumo diario máximo	kg/d	0,30
Caudal diario de solución	m ³ /d	0,06
Volumen de almacenamiento	m ³	1,20
Tiempo de almacenamiento	d	20,00

6. CONDICIONES QUE HAN DE SATISFACER LOS MATERIALES

6.1. MATERIALES NO ESPECIFICADOS EN ESTE ANEJO

Cuando sea necesario utilizar materiales no especificados en este anejo, se entenderá que han de ser de la mejor calidad, y en todo caso, queda facultada la Dirección de Obra para prescribir las condiciones que habrán de reunir y sus dimensiones, clases, características o tipos. El Contratista no tendrá derecho a reclamación de ningún tipo por las condiciones que se exijan para estos materiales.

6.2. MATERIALES QUE NO SEAN DE RECIBO

Podrán rechazarse aquellos materiales que no satisfagan las condiciones impuestas en este anejo para cada uno de ellos en particular, comprobadas por los ensayos adecuados.

El Director de Obra podrá señalar al Contratista un plazo breve para que retire de los terrenos de la obra los materiales desechados. En caso de incumplimiento de esta orden podrá proceder a retirarlos por cuenta y riesgo del Contratista.

El Contratista se atenderá, en todo caso, a lo que por escrito ordene el Director de la Obra para el cumplimiento de las prescripciones del presente anejo.

6.3. MATERIALES DEFECTUOSOS PERO ACEPTABLES

Si los materiales fueran defectuosos pero aceptables a juicio de la Dirección de Obra podrán emplearse, siendo ésta quien después de oír al Contratista, señale el precio a que deben valorarse.

Si el Contratista no estuviese conforme con el precio fijado, vendrá obligado a sustituir dichos materiales por otros que cumplan todas las condiciones señaladas en este anejo.

6.4. MANIPULACIÓN DE LOS MATERIALES

El transporte, manipulación, almacenamiento y empleo de los materiales se hará de forma que no queden alteradas sus características ni sufran deterioro sus formas y dimensiones.

Cualquier material previamente aceptado por la Dirección de Obra, podrá ser rechazado posteriormente si por las causas antes indicadas resultasen dañados.

Los daños producidos en los materiales por fenómenos meteorológicos, inundaciones, corrimientos de tierras, etc., los producidos por animales o plantas, serán también de cuenta del Contratista, que deberá montar el servicio de guardia preciso y garantizar la seguridad de los almacenes.

La Dirección de Obra podrá pedir al Contratista que se realicen los ensayos periódicos, especialmente poco tiempo antes de la utilización de aquellos materiales que sean más susceptibles de ser dañados durante el almacenaje, que, en cualquier caso debe ser el adecuado para asegurar que estos no sean dañados.

6.5. AGUA PARA LOS MORTEROS Y HORMIGONES

Cumplirán las condiciones exigidas en la “Instrucción de Hormigón Estructural” (EHE). El empleo de las aguas selenitosas se limitará, previa autorización del Ingeniero Director de la obra, a la elaboración de morteros de yeso. Las condiciones más importantes a cumplir por las aguas serán:

- Acidez (pH) superior a cinco (5). (Para la determinación del pH podrá utilizarse papel indicador universal del pH con la correspondiente escala de colores de referencia).
- Sustancias solubles en cantidad inferior a treinta y cinco gramos/litro (35 gr/l).
- Contenido en sulfato, expresado en SO₃, inferior a tres décimas de gramos/litro (0.3 g/l).
- Glúcidos (azúcares o carbohidratos), ni aún en cantidades mínimas.
- Grasas o aceites de cualquier origen en cantidad inferior a quince gramos/litro (15 g/l).

La toma de muestras y los análisis anteriormente prescritos deberán realizarse en la forma indicada en los métodos de ensayos UNE 7.236, UNE 7.234, UNE 7.130, UNE 7.132 y UNE 7.235. Se realizarán



estos ensayos preceptivamente antes de comenzar la obra, cuando varíe la procedencia del agua y cuando lo ordene la Dirección de las Obras.

6.6. ÁRIDO FINO PARA MORTERO Y HORMIGÓN

Se entenderá por “árido fino” o “arena”, el árido o fracción del mismo que pasa por el tamiz 5 UNE 7050. La arena será de naturaleza silíceas –aunque también se podrá autorizar el uso de arena caliza–, y estará exenta de materias orgánicas. Cumplirá las condiciones exigidas en el artículo 28º de la vigente instrucción EHE para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado.

6.6.1. Condiciones Generales

El árido fino a emplear en morteros y hormigones será arena natural, arena procedente de machaqueo, una mezcla de ambos materiales u otros productos cuyo empleo haya sido sancionado por la práctica.

Las arenas naturales estarán constituidas por partículas estables y resistentes.

6.6.2. Calidad

La cantidad de sustancias perjudiciales que puede presentar la arena o árido fino no excederá de los límites que se indican en el cuadro adjunto:

	Cantidad máxima (% peso de la muestra)	Norma UNE
Terrones de arcilla	1,00	7.133
Finos que pasan por el tamiz 0.080 UNE7050	5,00	7.135

Material retenido por el tamiz 0,063 UNE 7050 y que flota en un líquido de peso específico de 2,0	0,50	7.244
Compuesto de azufre, expresados en SO ₄ y referidos al árido seco	1,20	7.245

El árido fino estará exento de cualquier sustancia que pueda reaccionar perjudicialmente con los álcalis que contenga el cemento. Su determinación se efectuará con arreglo a la Norma de ensayo UNE 7.137.

No se utilizarán aquellos áridos finos que presenten una proporción de materia orgánica tal que, ensayados con arreglo a la Norma de ensayo UNE 7.082, produzcan un color más oscuro que el de la sustancia patrón.

Deberá comprobarse también que el árido no presenta una pérdida de peso superior al diez

(10) o al quince (15) por 100 al ser sometido a cinco ciclos de tratamiento con soluciones de sulfato sódico o sulfato magnésico, respectivamente, de acuerdo con el método de ensayo UNE 7.136.

6.6.3. Almacenamiento

Los áridos se situarán clasificados según tamaño y sin mezclar, sobre un fondo sólido y limpio y con el drenaje adecuado, a fin de evitar cualquier contaminación con la tierra, residuos de madera, hojas, etc.

Al alimentar la mezcladora, habrá de prestarse especial cuidado en la separación de los diferentes tamaños, hasta que se verifique su mezcla en el embudo de entrada.

6.7. ÁRIDO GRUESO PARA HORMIGONES

Se entenderá por “árido grueso” o “grava” el árido que resulte retenido por el tamiz 5 UNE 7050. El árido grueso para hormigones será rodado o de machaqueo procedente de piedra de alta calidad y dureza. Se excluyen expresamente la granítica meteorizada y la caliza blanda. Cumplirán las condiciones exigidas en el artículo 28º de la vigente instrucción EHE.



El tamaño máximo de la grava será el indicado para cada tipo de hormigón en el artículo correspondiente de este Pliego.

Deberá realizarse el ensayo de pérdida de peso del árido al ser sometido a cinco ciclos de tratamiento con sulfato sódico o magnésico, debiendo cumplir los límites indicados en la Instrucción citada.

6.7.1. Condiciones Generales

El árido grueso a emplear en hormigones será grava natural o procedente de machaqueo y trituración de piedra de cantera, o grava natural y otros productos cuyo empleo haya sido sancionado por la práctica. En todo caso, el árido se compondrá de elementos limpios, sólidos y resistentes, de uniformidad razonable, exentos de polvo, suciedad, arcilla u otras materias extrañas.

Cumplirá además, las condiciones exigidas en la vigente instrucción del hormigón.

6.7.2. Calidad

La cantidad de sustancias perjudiciales que puede presentar la grava o árido grueso no excederá de los límites que se indican en el cuadro adjunto:

	Cantidad máxima (% peso de la muestra)	Norma UNE
Terrones de arcilla	0.25	7.133
Partículas blandas	5,00	7.134
Finos que pasan por el tamiz 0.080 UNE7050	1,00	7.135

Material que flota en un líquido de peso específico de 2,0	1,00	7.244
Compuesto de azufre, expresados en SO ₄ y referidos al árido seco	1,20	7.245

El árido estará exento de cualquier sustancia que pueda reaccionar perjudicialmente con los álcalis que contenga el cemento. Su determinación se efectuará con arreglo a la Norma de ensayo UNE 7.137.

Las pérdidas del árido grueso, sometido a la acción de soluciones de sulfato sódico y sulfato magnésico en cinco (5) ciclos, serán inferiores dieciocho por ciento (18%) en peso (UNE 7.136).

6.7.3. Almacenamiento

Los áridos se situarán, clasificados según tamaño y sin mezclar, sobre un fondo sólido y limpio, y con el drenaje adecuado, a fin de evitar cualquier contaminación con la tierra, residuos de madera, hojas, etc. Al alimentar la mezcladora habrá que prestar especial cuidado en la separación de los diferentes tamaños hasta que se verifique su mezcla en el embudo de entrada.

6.7.4. Ensayos para áridos gruesos y finos

Se seguirán las prescripciones de la vigente instrucción del hormigón. En cuanto a los criterios de aceptación o rechazo a que se refiere dicha norma, concerniente al tamaño máximo del árido, se adoptará el criterio más restrictivo de los dos siguientes:

- El señalado en la vigente instrucción del hormigón.
- El indicado en el presente Pliego.

6.8.CEMENTO

El tipo, clase y categoría de cemento utilizable, sin necesidad de justificación especial será:



II/35, II/45 y IV/35 UNE 80.301, definidos en la EHE., además deberá ser capaz de proporcionar al hormigón las cualidades que al mismo se exigen en el Artículo 30º de la Instrucción EHE. También se podrá autorizar el empleo de cemento de los tipos CEM II/S; CEM II/B, de los definidos en el vigente Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de Cementos (RC – 97) debiendo cumplir todo lo especificado en dicho Pliego para el tipo de cemento correspondiente.

Además, los cementos empleados deberían estar en posesión del sello de calidad AENOR.

El Contratista deberá comunicar a la Dirección Facultativa la llegada de cualquier partida de cemento para que aquella ordene la toma de muestras para la realización de los ensayos de recepción correspondientes en un Laboratorio debidamente homologado, de acuerdo con lo indicado en el Pliego RC-97, y no podrá ser empleado en obra mientras el Contratista no reciba la autorización correspondiente.

El contratista entregará a la Dirección de Obra una copia del albarán y hoja de características del cemento, que deberán contener los datos indicados en el artículo 5 del Pliego RC-97.

Cuando el cemento se suministre en sacos se recibirá en obra en los mismos envases cerrados en que fue expedido en fábrica, y se depositará en sitio ventilado defendido de la intemperie y de la humedad del suelo o de las paredes. Si el suministro se realiza a granel, el almacenamiento se llevará a cabo en silos o recipientes que lo aislen de la humedad.

Será rechazado todo cemento que no se halle en estado de polvo suelto.

6.8.1. Cemento rechazado

Toda partida de cemento que haya sido rechazada, cualquiera que sea la causa, será sacada de la obra, por cuenta del Contratista, en el término de ocho (8) días, y de no realizarse dentro de este plazo, el Ingeniero Director de las obras ordenará que se transporte por cuenta y riesgo del Contratista, que tendrá además la obligación de abonar el alquiler del local necesario para colocar el cemento que no quiso transportar en el plazo antedicho, después de habérsele ordenado.

6.9. MADERA PARA ENCOFRADOS

Las condiciones generales que ha de cumplir este material para su correcta utilización, así como su forma y dimensiones, se ajustarán a las disposiciones del artículo 286: “Madera” del PG-3.

La madera aserrada nueva, que vaya a estar en contacto con el hormigón, se encalará o lavará previamente con agua caliza, la que provenga de reusos se prestará limpia de hormigón e impurezas, exenta de alabeos y grietas cumpliendo las mismas condiciones generales que en la recepción de madera nueva para encofrados. Cuando no se compruebe este punto el número de puestas no será mayor de 6.

Condiciones de la clavazón:

- La disposición general de las uniones se realizará favoreciendo el trabajo a comprensión de la madera.
- La longitud mínima de las puntas y el número de las mismas, en la unión de los elementos de madera, se tomará de las tablas correspondientes de la NTE-EME.
- Las puntas se distribuirán uniformemente en la superficie de contacto de ambas piezas a unir, y lo más alejadas posible entre sí, con separación a los bordes y entre ejes no menor de 6 diámetros de la punta la dirección de la madera, de espesor mayor de 10 diámetros en la dirección de la madera de espesor menor.
- Siempre que se pueda los cubrejuntas serán dobles.
- Siempre que quepan en la superficie a clavar, se tenderá a puntas de diámetro pequeño, en maderas duras.
- Las puntas se introducirán con ligera inclinación y distinta de una a otra.
- Cuando se vayan a remachar por el lado opuesto, serán de longitud tal, que sobresalga como mínimo 3 veces su diámetro, doblándolas en el sentido de la fibra de la madera.

Los empalmes de tablas en tableros se realizarán sin que las colaterales estén empalmadas en el mismo punto.

Los empalmes de costillas, tornapuntas y sopandas se realizarán con doble cubrejunta de igual escuadra y longitud a cada lado de la junta, no menor de dos veces el lado mayor de la escuadra que se empalma.

Antes de hormigonar deberán humedecerse los encofrados de madera para evitar que absorban agua de amasado del hormigón y para cerrar las juntas entre tablas por el entumecimiento. En todo caso, la disposición de las tablas será tal que evite deformaciones por el aumento de volumen.



Las maderas aserradas serán almacenadas al abrigo de la intemperie y aisladas del suelo.

6.10. ACERO PARA ENCOFRADOS METÁLICOS

El acero que se utilice en la construcción de los encofrados metálicos deberá reunir las siguientes condiciones:

- La calidad del acero de los perfiles laminados a emplear será A-42, cuyo límite elástico es de 2600 kp/cm².
- Los perfiles deberán llevar la marca de laminación correspondiente, y el Ingeniero director de la obra podrá aceptar o no los correspondientes materiales, previa realización de los ensayos oportunos.
- Los tipos de ensayos y situación de probetas se realizarán de acuerdo con las Normas Españolas.
- Los ensayos mecánicos se realizarán de acuerdo con las normas UNE correspondientes, así como los ensayos químicos para la comprobación de los productos.

6.11. BARRAS CORRUGADAS PARA HORMIGÓN ARMADO

Barras corrugadas para hormigón armado son las de acero, que presentan en su superficie resaltos o estrías que, por sus características, mejoran su adherencia con el hormigón, y cumplen las prescripciones de la vigente instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado.

Características

- Composición química: Se cumplirá lo establecido en la norma UNE 36.088 en sus partes I y III.
- Características mecánicas: Las características mecánicas que deberán garantizarse, determinadas de acuerdo con la norma UNE 36.401, son las siguientes:
 - Límite elástico aparente o convencional
 - Carga unitaria de rotura.
 - Alargamiento de rotura, A, en tanto por ciento (%), medido sobre cinco (5) diámetros.

- Relación carga unitaria de rotura / límite elástico

Las barras presentarán ausencia de grietas después de los ensayos de doblado simple a ciento ochenta grados (180°), y de doblado–desdoblado a noventa grados (90°), realizadas de acuerdo con la norma UNE 36.088.

- Características de adherencia: Las barras cumplirán las condiciones de adherencia especificadas en la EH-91, según el ensayo de adherencia por flexión descrito en la norma UNE 7.285.

El suministrador deberá poseer el certificado de homologación de adherencia indicado en la Norma UNE 36.088 (1), en el que figurarán los límites admisibles de variación de las características geométricas de los resaltos.

Las características de adherencia serán verificadas en el control de obra, después de que las barras hayan sufrido las operaciones de enderezado, si las hubiere.

- Características geométricas: las características que serán objeto de garantía son:

- Diámetro nominal
- Masa por metro lineal
- Características geométricas del corrugado

- Características de soldabilidad: las características de soldabilidad de las barras corrugadas soldables se ajustarán a lo establecido en la norma UNE 36.088 en su parte III.

Suministro

Los extremos de las barras presentarán un corte neto sin grietas, fisuras ni exfoliaciones.

Almacenamiento

Las barras corrugadas se almacenarán de forma que no estén expuestas a una oxidación excesiva, separadas del suelo y de forma que no se manchen de grasa, betún, aceite o cualquier otro producto que pueda perjudicar la adherencia de las barras al hormigón.

Las barras serán acopiadas por el Contratista clasificadas por diámetros de forma que sea cómodo el recuento, pesaje y manipulación en general.



En caso de un almacenamiento prolongado, el Director, si lo estima necesario, podrá exigir la realización de los ensayos precisos para comprobar que los aceros no presentan alteraciones perjudiciales.

Recepción

La recepción en fábrica es un control específico realizado, totalmente o en parte, por o en presencia de agente del comprador designado como receptor.

El agente receptor al que alude el párrafo anterior, será un agente especializado designado por el Contratista previa aprobación del Director.

La unidad de inspección, la naturaleza de los ensayos, el número y proporción de las muestras y los criterios de aceptación o rechazo a aplicar para cada producto, se definen en la norma UNE correspondiente.

Cuando el producto lleve marcado indeleble que permita su identificación de origen y la referencia al registro de datos del control de calidad durante la producción, y además, la presencia de dicho marcado lleve implícita la garantía de conformidad a normas bajo la exclusiva responsabilidad del fabricante, entonces el Director podrá decidir una determinada atenuación del control específico o incluso su omisión. No obstante, se cumplirá lo establecido en el siguiente párrafo.

Además de la recepción en fábrica el Contratista deberá realizar un control de comprobación en obra, cuya intensidad podrá variar de acuerdo con la importancia de la obra, la posición del producto dentro de la misma y la intensidad y rigurosidad de los controles de calidad previos.

La recepción en obra no pretende juzgar la calidad del material sino detectar, en la unidad de inspección, la presencia de alguna muestra presuntamente defectuosa que obligaría a aplicar un sistema de muestreo y ensayo más intenso para conseguir que la aceptación o el rechazo se efectúen con un nivel de confianza adecuado.

Se cumplirá lo preceptuado en el artículo 71 de la instrucción EH vigente para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado.

La toma de muestras, ensayos y contraensayos de recepción se realizarán de acuerdo con lo prescrito por la norma UNE 36.088.

6.12. TUBERÍAS DE PVC PARA SANEAMIENTO

Un tubo de PVC es un fabricado de resina de policloruro de vinilo técnicamente puro (menos del 1% de impurezas) con diferentes estabilizadores, lubricantes y colorantes.

Los tubos para tuberías de saneamiento cumplirán las condiciones fijadas en el “Pliego de prescripciones técnicas generales para tuberías de saneamiento de poblaciones”, en lo sucesivo PTBS-MOPU.

6.12.1. Características geométricas de los tubos

Diámetro de los tubos.

El diámetro nominal (DN) de los tubos será el indicado para cada tramo en los planos correspondientes.

La desviación máxima admisible para el diámetro exterior sobre el diámetro nominal será siempre positiva y no será superior a +1,00 mm.

Longitudes.

La longitud de los tubos pertenecientes a un mismo suministro será constante y no será inferior a cuatro metros (4 m).

La tolerancia en la longitud útil de los tubos será como máximo +10 mm de la nominal declarada por el fabricante.

Espesores de los tubos y tolerancias.

El espesor mínimo de los tubos será el indicado en la normativa anteriormente citada, en el que, así mismo, se indican las tolerancias máximas admisibles que deberán ser siempre positivas.

El número de medidas a realizar por tubo será de 8 para diámetros manuales menores de 250 mm, de 12 para DN comprendido entre 250 y 630 mm y 24 para los tubos de DN superior a 630 mm.



Marcado.

Todos los tubos llevarán marcados de forma indeleble las marcas siguientes:

- Marca del fabricante
- Diámetro nominal
- Referencia del material: PVC
- Año de fabricación y número de identificación que permita conocer los controles a que ha sido sometido el lote al que pertenece el tubo.

6.12.2. Materiales

Comportamiento al calor.

La contracción longitudinal de los tubos, después de haber estado sometidos a la acción de calor, será inferior al cinco por ciento, determinada con el método de ensayo que figura en la UNE 53389/85.

Resistencia al impacto.

El “verdadero grado de impacto” (V.G.I.) será inferior al cinco por ciento cuando se ensaya a temperatura de cero grados y de diez por ciento cuando la temperatura de ensayo sea de veinte grados, determinado con el método de ensayo que figura en la UNE 53112/81.

Ensayo de flexión transversal.

Para la serie adoptada se fija una rigidez circunferencial específica (RCE) a corto plazo de 0,039 kp/cm².

El ensayo se realizará según el apartado 5.2 de la UNE 53323/84.

6.12.3. Pruebas de recepción

Con independencia del control de calidad de los materiales y de la fabricación de los tubos descritos en los apartados anteriores del presente artículo, se realizarán las pruebas de recepción siguientes:

- Aspecto general y acabado
- Dimensionales
- Ensayo de estanquidad
- Ensayo de aplastamiento
- Ensayo de flexión longitudinal

Lotes para las pruebas: en obra se clasificarán los tubos en lotes de 500 unidades según la naturaleza, categoría y diámetro nominal, antes de los ensayos, salvo que el Director de obra autorice expresamente la formación de lotes de mayor número.

El Director de obra escogerá los tubos que deberán probarse.

Por cada lote de 500 unidades o fracción, si no se llegase en el pedido al número citado, se tomarán el menor número de elementos que permitan realizar la totalidad de los ensayos.

Comportamiento al calor: este ensayo se realizará en la forma descrita en la UNE 53112/81.

Resistencia al impacto: este ensayo se realizará en la forma descrita en la UNE 53112/81.

Resistencia a presión hidráulica interior en función del tiempo: este ensayo se realizará en la forma descrita en la UNE 53112/81, y a las temperaturas, duración de ensayo y a las presiones que figuran en el apartado anterior.

Ensayo a flexión transversal: este ensayo se realizará según el apartado 5.2 de la UNE 53323/84.

Ensayo de estanquidad: este ensayo se realizará en la forma descrita en el apartado 3.4.2 de la UNE 53114/80 parte II, elevando la presión hasta 1 kp/cm².

En el caso de que los tubos que vayan a utilizarse con aguas cuya temperatura permanente, esté comprendida entre 20º y 40º deberá comprobarse la estanquidad del tubo a temperatura prevista.

6.12.4. Juntas

Será de aplicación lo indicado en la norma PTBS – MOPU.



Las juntas serán de tipo elástico.

Las juntas deben ser diseñadas para cumplir las siguientes condiciones:

- Resistir los esfuerzos mecánicos sin debilitar la resistencia de los tubos.
- No producir alteraciones apreciables en el régimen hidráulico de la tubería.
- Durabilidad de los elementos que la componen ante las acciones agresivas interiores y exteriores.
- Estandaridad suficiente de la unión a presión de prueba, o presión normalizada.
- Estandaridad de la unión contar eventuales infiltraciones desde el exterior.

6.12.5. Piezas especiales

Será de aplicación lo establecido en el capítulo 2 del PTBS –MOPU.

6.13. TUBERÍAS DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD

Esta unidad de obra consiste en el suministro, ejecución y tendido de las tuberías de polietileno de alta densidad, incluso juntas y pequeño material, con todos los elementos necesarios para el completo acabado de la unidad.

Los materiales a emplear en la fabricación de los tubos deberán responder a los requisitos que se indican en este apartado.

Además de los controles que se efectúen en los laboratorios oficiales, que serán preceptivos en caso de duda o discrepancia, deberán efectuarse análisis sistemáticos durante el proceso de fabricación; con tal fin, el fabricante estará obligado a tener próximo a sus talleres un laboratorio idóneo para la determinación de las características exigidas a cada material en este capítulo del Pliego.

El polietileno puro fabricado a baja presión (alta densidad) que se utilice en tuberías, tendrá como mínimo las siguientes características:

- Peso específico mayor de novecientos cincuenta milésimas de gramo por milímetro (0,950 gr/ml).

- Coeficiente de dilatación lineal inferior a doscientas (200) millonésimas por grado centígrado. En este tipo de materiales los movimientos producidos por la dilatación dan lugar, en las coacciones, a incrementos tensionales de poca consideración.
- Temperatura de reblandecimiento no menor de cien grados centígrados (100°C) realizado el ensayo con carga de un (1) kilogramo.
- Dureza comprendida entre 58 y 65 (a temperaturas comprendidas entre 0° y 80°).
- Índice de fluidez se fija como máximo en cinco décimas (0,5) de gramo por diez minutos.
- Módulo de elasticidad a veinte grados centígrados (20°C) igual a mayor que ocho mil kg/cm.
- Valor mínimo de la tensión máxima (resistencia a la tracción Or) del material a tracción, no será menor que doscientos diez (210) kilogramos por centímetro cuadrado y el alargamiento a la rotura no será inferior a trescientos cincuenta por ciento (350 por 100) con velocidad de cien más menos veinticinco (100 ± 25) milímetros por minuto (UNE 53133/82).

El material del tubo estará, en definitiva, constituido por:

- Polietileno puro.
- Negro de humo finamente dividido (tamaño de partícula a veinticinco milimicras). La dispersión será homogénea con una proporción de dos por ciento con una tolerancia de más o menos dos décimas (2 ± 0,2 por 100).
- eventualmente, otros colorantes, estabilizadores y materiales auxiliares, en proporción no mayor de tres décimas por ciento (0,3 por 100) y siempre que su empleo sea aceptable según la legislación española. Queda prohibido el polietileno de recuperación.

6.14. VALVULERÍA

Cumplirán las condiciones en PPTG para tuberías de abastecimiento de agua, Orden del MOPU DEL 20/7/74; BOE 2 y 3/10/74.

6.14.1. Control y aceptación

Suministro en unidades, según tipo y características, sin defectos superficiales de fabricación o de transporte. Manipulación y almacenamiento según prescripción del fabricante.



Recopilación de copia de solicitud y aceptación del suministro del material por el Contratista y el Proveedor, respectivamente, con albarán de recepción, Certificado de Fabricación y Pruebas de los lotes suministrados.

Certificado de Calidad AENOR

Identificación de las válvulas con grabado exterior del diámetro y presión máxima de trabajo, para válvulas sometidas a presiones superiores a 600 kPa.

Examen visual del aspecto general, sin que se aprecien defectos de fabricación o de transporte.

Ensayos de pruebas de estanquidad y comprobación de características técnicas exigibles en cuanto a materiales, espesores, etc.

El coste de dichos ensayos y pruebas de recepción será por cuenta del Contratista.

6.15. PIEZAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN PARA SUMIDEROS Y POZOS DE REGISTRO

6.15.1. Sumideros

Serán prefabricados y se ajustarán a la forma y dimensiones especificadas en el artículo ISA-13 de la norma NTE.

El hormigón será en masa, de cemento puzolánico y 100 kg/cm² de resistencia característica. No se admitirán mezclas de cementos de diferentes tipos o procedencias. Una vez endurecido será compacto y homogéneo.

Muro aparejado de 12 cm de espesor de ladrillo macizo R-100 kg/cm², con juntas de mortero M-40 de espesor 1 cm.

Rejilla enrasada con el pavimento y cerco formado por perfiles L 50 de 5 mm provisto de patilla de anclaje en cada uno de los ángulos. Enfoscado con mortero 1:3 y bruñido con ángulos redondeados.

Solera de hormigón en masa de 100 kg/cm².

La superficie interior será regular y lisa. Se permitirán pequeñas irregularidades locales que no disminuyan la calidad intrínseca ni el funcionamiento.

La pieza, desecada al aire en posición vertical, emitirá un sonido claro al golpearla con un martillo.

Se suministrarán con las debidas precauciones para que no sufran daños ni modificaciones de sus características.

El Director de Obra efectuará los ensayos que considere necesarios para comprobar que los elementos prefabricados de hormigón cumplen las características exigidas, y en particular, comprobará las dimensiones y enrase de la rejilla con el pavimento en uno de cada diez sumideros.

Las piezas deterioradas en los ensayos de carácter no destructivo por no haber alcanzado las características previstas, serán de cuenta del Contratista.

6.15.2. Pozos de registro

Serán prefabricados y se ajustarán totalmente a la forma, dimensiones y características especificadas en la NTE-ISA.

El pozo es circular, lleva hormigón en masa, muro, patés, tapa circular, enfoscado con mortero y solera en instalación similar a los elementos anteriores.

Las condiciones de aceptación o rechazo serán las mismas del apartado anterior.

El Director de Obra efectuará los ensayos que considere necesarios para comprobar que los elementos prefabricados de hormigón cumplen las características exigidas, y en particular, comprobará la cota de la solera, dimensiones, desnivel entre las bocas de entrada y salida y enrase de la tapa con el pavimento en uno de cada cinco pozos de registro.

Las piezas deterioradas en los ensayos de carácter no destructivo por no haber alcanzado las características previstas, serán de cuenta del Contratista.



ANEJO Nº 6: EXPROPIACIONES





ÍNDICE

1. ÁMBITO DE APLICACIÓN
2. SUPERFICIES A EXPROPIAR
3. PRESUPUESTO
 - 3.1.PRECIO DE EXPROPIACIÓN
 - 3.2.PRESUPUESTO DE EXPROPIACIÓN

APÉNDICE I: PLANOS DE LAS PARCELAS A EXPROPIAR





1. ÁMBITO DE APLICACIÓN

Dado el carácter académico de este proyecto, no se realiza la identificación habitual del parcelario ocupado total o parcialmente por las obras, tanto de forma temporal como permanente, sino que el estudio del coste de las expropiaciones consistirá en una estimación aproximada a partir del área ocupada por las obras a realizar, suponiendo un coste por metro cuadrado a expropiar acorde con el tipo de terreno.

No se consideran los importes debidos a servidumbres de paso ni ocupaciones temporales.

2. SUPERFICIES A EXPROPIAR

Las expropiaciones a realizar serán las siguientes:

- La parcela en la que se asienta la depuradora no es suficiente para albergar dentro de su perímetro el tanque del tratamiento biológico por fangos activos. Con lo cual, se está en necesidad de expropiar una superficie a mayores. Debido a la geomorfología del terreno, la parcela más apropiada es la situada al sur de la parcela actual. Esta parcela es la 27:22:0:0:236:29:1 (3.278,54 m² - FO). Es un terreno no catalogado como público, por lo que está sujeto a expropiación. El terreno necesario para las obras de ampliación de la E.D.A.R. es de 2.940 m².
- La superficie necesaria para construir el pozo de bombeo para la impulsión de la red de saneamiento en el cruce de la carretera que comunica la aldea de Pardiñas con la N-VI. Será necesario expropiar en la parcela de referencia catastral 27:22:0:0:146:626:1 (1.005,34 m²) una superficie de 112 m².

- Para la ejecución de los colectores que discurren entre fincas se ha seguido el criterio de expropiar una banda de 4 metros en la cual se integra el colector. Se ha intentado que estos discurren por debajo de carreteras para evitar aumentar costes generados por las expropiaciones. La longitud total de colectores que discurren por terrenos privados es 130 m.

La superficie total de terreno a expropiar asciende a 3.572 m².

3. PRESUPUESTO

El cálculo del presupuesto de expropiación exige el conocimiento previo de dos aspectos: la superficie total de terrenos a expropiar y el precio por metro cuadrado de los mismos.

3.1.PRECIO DE EXPROPIACIÓN

Los terrenos a expropiar, tanto de la E.D.A.R. como del camino de la traza del colector, están calificados dentro del plan general de ordenación de Guitiriz como rústicos.

El precio de la expropiación se fija aproximadamente en 8 €/m².

3.2.PRESUPUESTO DE EXPROPIACIÓN

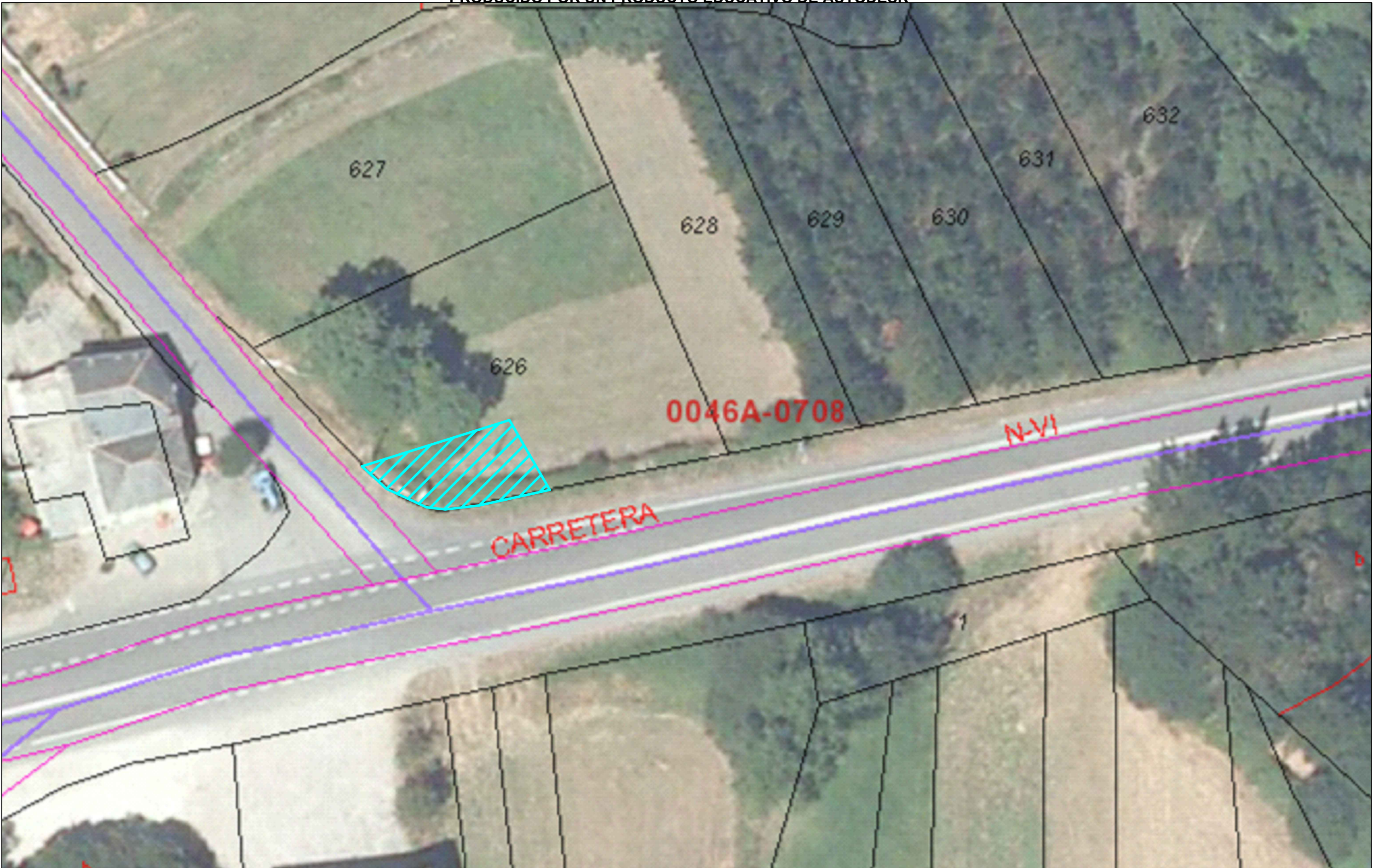
El presupuesto de expropiación asciende a **28.576€ (VENTIOCHO MIL QUINIENTOS SETENTA Y SEIS EUROS)**.





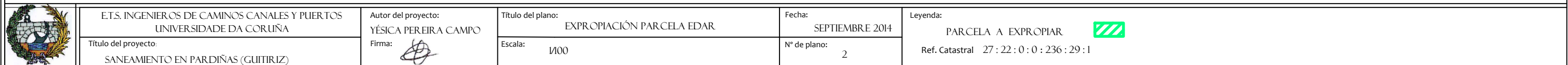
APÉNDICE I: PLANOS DE LAS PARCELAS A EXPROPIAR





	E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS UNIVERSIDADE DA CORUÑA	Autor del proyecto: YÉSICA PEREIRA CAMPO	Título del plano: EXPROPIACIÓN POZO DE BOMBEO	Fecha: SEPTIEMBRE 2014	Leyenda: PARCELA A EXPROPIAR Ref. Catastral 27 : 22 : 0 : 0 : 146 : 626 : 1
	Título del proyecto: SANEAMIENTO EN PARDIÑAS (GUITIRIZ)	Firma: 	Escala: 1/200	Nº de plano: 1	







ANEJO Nº 7: ESTUDIO GEOTÉCNICO



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

2. ENSAYOS REALIZADOS

2.1. ENSAYOS DE LABORATORIO

2.1.1. Ensayos de clasificación

2.1.2. Ensayos mecánicos

2.2. CALICATAS

2.3. SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN CON RECUPERACIÓN DE TESTIGO

3. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

3.1. PARCELA DE LA E.D.A.R.

3.2. RED DE COLECTORES

4. DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO

5. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

5.1. EXCAVABILIDAD

5.2. APROVECHAMIENTO DE LOS MATERIALES

6. CONCLUSIONES

APÉNDICE. PLANOS DE SITUACIÓN DE SONDEOS Y CALICATAS



1. INTRODUCCIÓN

El análisis pormenorizado de las características geotécnicas de los terrenos en los que se ubicarán las obras constituyentes del actual proyecto, permitirá estudiar aspectos relacionados con las cimentaciones necesarias y los asentamientos producidos en los depósitos de la E.D.A.R. y los edificios pertinentes. Además, se pueden estudiar el tipo de explanada, las características de los firmes y el posible aprovechamiento de los materiales.

El objetivo es realizar un análisis sobre las condiciones del emplazamiento de la obra. Los parámetros más importantes a determinar serán la dureza del substrato y la capacidad portante del terreno, aunque también:

- Estudiar el grosor y distribución del recubrimiento de suelos y capas de roca meteorizada.
- Determinar las características geotécnicas y parámetros de resistencia de los estratos.
- Poner de manifiesto las condiciones de excavación y voladura.
- Identificar el nivel freático.

Para ello se realizarán una serie de sondeos con sus correspondientes ensayos de penetración estándar (SPT) y sondeos en las distintas zonas afectadas por las obras a realizar en el presente proyecto.

También se realizarán calicatas, que determinarán la densidad de cada capa y la presencia en la misma de arcillas, limos...

2. ENSAYOS REALIZADOS

En respuesta a las necesidades del reconocimiento superficial, en el presente proyecto se han realizado ensayos de laboratorio tanto en la parcela de E.D.A.R. escogida como en diversos puntos de la futura red de colectores.

Se han efectuado calicatas, sondeos a rotación y ensayos de compresión simple (en laboratorio) por requerimiento directo del reconocimiento profundo.

Se realizarán, por tanto, los siguientes ensayos, distribuidos en dos sondeos (con recogida en saco para la realización de ensayos destinados a definir las características geotécnicas de los materiales) en la

parcela donde se ubicará la E.D.A.R., con los correspondientes SPT (dos por cada sondeo) y otras seis calicatas (analizando las muestras en laboratorio) en la red de colectores.

La ubicación exacta de los ensayos aparece reflejada en los planos de este anejo.

Llegados a este punto cabe destacar que la finalidad académica de este proyecto justifica el hecho de no trabajar con datos reales del terreno, sin embargo, se ha intentado trabajar con datos de ensayos y materiales de obras próximas a los de la zona de estudio y que podrían representar una caracterización del suelo similar a la existente.

1.1. ENSAYOS DE LABORATORIO

La fase de reconocimiento superficial se completa mediante la realización de dos tipos de ensayos de laboratorio: de clasificación y mecánicos, que se presentan resumidamente en la siguiente tabla:

ENSAYOS DE LABORATORIO		
NÚMERO	DESCRIPCIÓN	NORMA
6	Análisis granulométrico por tamizado de suelos	UNE 103101-95
6	Límites de Atterberg. Límite líquido por el método del aparato de Casagrande y Límite Plástico	UNE 103103-94, 103104-93
2	Determinación de la humedad natural	UNE 103300-93
2	Determinación de la densidad aparente	UNE 103301-94
4	Ensayo de compresión simple a una muestra de suelo	UNE 103400-93
1	Análisis químico de agresividad del agua al hormigón	EHE

1.2. Ensayos de clasificación

La fase de clasificación en laboratorio se completa mediante la realización de tres tipos de ensayos básicos: análisis granulométrico por tamizado, determinación de los Límites de Atterberg, Límite Líquido





por el método del aparato de Casagrande y Límite Plástico. Además, se definen otras propiedades como la humedad natural, la densidad aparente y el nombre según la Clasificación Unificada de Casagrande.

1.3. Análisis granulométrico por tamizado

El ensayo de tamizado consiste en apilar una serie de tamices de tamaño decreciente hacia abajo y hacer pasar un suelo a través de ellos. El material quedará primero retenido en el tamiz superior más grande e irá cayendo hasta el tamiz inferior más pequeño. La representación gráfica de los datos de porcentajes en peso que pasan por cada tamiz y tamaño de cada tamiz, en escala logarítmica, define la Curva Granulométrica del suelo.

La Curva Granulométrica da información de la fracción gruesa de los suelos.

1.4. Determinación de los Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg son valores de humedad que constituyen separaciones arbitrarias entre los diferentes estados que presentan los suelos cohesivos, en función de las características del suelo y la cantidad de agua presente en ellos. Son tres: el límite líquido, el límite plástico y límite de retracción.

El Límite Líquido es la humedad de un suelo amasado con agua tal que, colocado en la cuchara de Casagrande y efectuada en él una acanaladura longitudinal, conseguimos que el canal se cierre a lo largo de 12 mm mediante un procedimiento dinámico de golpeo. El ensayo es válido si el número de golpes está entre 15 y 35.

El Límite Plástico es la humedad de un suelo amasado con agua tal que, al formar cilindros contra una superficie lisa no absorbente, esos cilindros se resquebrajan para el diámetro de 3 mm.

El Límite de Retracción es la humedad de un suelo que, tras ir perdiendo volumen por acción de las fuerzas de retracción, no puede reducir más su volumen al estar las partículas que lo constituyen en contacto.

El Índice de Plasticidad es la diferencia entre el Límite Líquido y el Límite Plástico. Los Límites de Atterberg dan información de la fracción fina de los suelos.

2.1.2. Ensayos mecánicos

Los ensayos mecánicos en laboratorio que se realizan son de compresión simple sobre probetas no alteradas obtenidas de los sondeos.

Sobre las muestras parafinadas tomadas en los diferentes sondeos se han realizado ensayos de resistencia a compresión simple.

2.2. CALICATAS

Las calicatas son excavaciones superficiales que se realizan esencialmente en obras de poca responsabilidad o como ayuda para completar perfiles geotécnicos.

Estas excavaciones permiten describir, tomar muestras y analizar los materiales presentes en las primeras capas del subsuelo.

2.3. SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN CON RECUPERACIÓN DE TESTIGO

Para reconocer la zona del bulbo de presiones transmitidas por la estructura se realizaron dos sondeos geomecánicos a rotación con extracción continua de testigo según norma ASTM D 1587 y D 3550, con máquina Rolatec modelo RL48L, en la parcela donde se ubicará la E.D.A.R.

En el interior de los sondeos se han extraído muestras inalteradas (MI) por hincas a percusión de un tomamuestras de pared gruesa de 86 mm de diámetro exterior, con una maza de 63,5 Kg cayendo desde una altura de 76 cm, diseñada especialmente para que la muestra se recupere en el interior de un tubo de PVC que, cerrado herméticamente, mantiene inalteradas largo tiempo las propiedades del terreno ensayado.

Asimismo, se han realizado ensayos de penetración SPT por hincas a percusión de un tomamuestras de pared bipartida, de 51 mm de diámetro exterior, con una masa de 63,5 Kg cayendo desde una altura de 76 cm, obteniendo una muestra alterada del terreno.

Las profundidades alcanzadas en los reconocimientos, así como el resultado de los distintos ensayos “in situ” se resumen a continuación en las siguientes tablas.



Existen correlaciones empíricas entre el número de golpes de este ensayo y los principales parámetros geotécnicos de los suelos. Así, la compacidad o consistencia del subsuelo puede estimarse como primera aproximación en función del número de golpes. En general, a mayor número de golpes, el terreno será más compacto y consistente.

3. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

3.1. PARCELA DE LA E.D.A.R.

Se realizan tres ensayos mecánicos con recuperación de testigo.

La cobertura vegetal tiene poco grosor en esta zona (20 – 25 cm) y debajo de ella aparecen arenas graníticas de grano fino – medio de unos 1,6 m de grosor, y roca granítica.

Los resultados de dichos sondeos se reflejan en la siguiente tabla, en la que se especifican la profundidad y el tipo de ensayo realizado (O bien un ensayo SPT o una toma de Muestra Inalterada).

SONDEOS MECÁNICOS				
SONDEO	PROFUNDIDAD EXPLORACIÓN (m)	M.I./S.P.T.	PROFUNDIDAD (m)	Nº DE GOLPES
S - 1	-8,1	MI - 1	-0,50 a -1,00	-
		SPT - 1	-1,00 a -1,50	73
		MI - 2	-1,50 a -3,70	-
		STP - 2	-3,70 a -4,25	100
		MI - 3	-4,25 a -5,20	-
		SPT - 3	-7,40 a -8,00	100
S - 2	-5,3	MI - 1	-0,40 a -0,85	-
		SPT - 1	-0,85 a -1,20	49
		MI - 2	-1,20 a -1,50	-
		STP - 2	-1,50 a -1,90	85
		MI - 3	-2,90 a -3,60	-
		SPT - 3	-4,70 a -5,30	100

Los niveles freáticos se encontraron a 2,4 y 2,9 m de profundidad para los sondeos S – 1 y S – 2 respectivamente.

La toma de muestras que se realiza en dicho ensayo se recoge en la siguiente tabla:

TOMA DE MUESTRAS	
MATERIAL	PROFUNDIDAD (m)
Roca granítica meteorizada en matriz de arena granítica	S - 1 MI - 1 de -0,50 a -1,00
Roca granítica meteorizada en matriz de arena granítica	S - 1 MI - 2 de -1,50 a -3,70
Roca granítica meteorizada en matriz de arena granítica	S - 1 MI - 3 de -4,25 a -5,20
Roca granítica meteorizada en matriz de arena granítica	S - 2 MI - 1 de -0,40 a -0,85
Roca granítica meteorizada en matriz de arena granítica	S - 2 MI - 2 de -1,20 a -1,50
Esquisto poco meteorizado	S - 2 MI - 3 de -2,90 a -3,60

Con las muestras tomadas se procede a trasladarlas a laboratorio, donde se realizarán los pertinentes ensayos y análisis anteriormente expuestos. Los resultados de éstos se muestran en las siguientes tablas:

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO										
MUESTRA		GRANULOMETRÍA (%) PASA					LIMITES DE			Clasif. U.S.C.S.
		10	5	2	0,4	0,08	LL	LP	IP	
S - 1	MI - 1 de - 0,50 a -1,00	95	88	80	49	29,1	33,3	27	6,3	SM
S - 1	MI - 2 de - 1,50 a -3,70	96	87	78	38	23	37,3	29	8,3	SM
S - 1	MI - 3 de - 4,25 a -5,20	96	86	73	31	16,7	41,2	30	11,2	SM
S - 2	MI - 1 de - 0,40 a -0,85	100	100	100	88	56,6	31,5	28	3,5	ML
S - 2	MI - 2 de - 1,20 a -1,50	98	93	88	62	38,6	43,2	29,9	4,3	SM
S - 2	MI - 3 de - 2,90 a -3,60	97	90	71	42	22	No	No	N.P	SM

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO					
MUESTRA		H (%)	DENS. HUM. (g/cm³)	DENS. SECA (g/cm3)	q _{cr} (Kp/cm²)
S - 1	MI - 1 de -0,50 a -1,00	15,74	2,13	1,84	1,86
S - 1	MI - 2 de -1,50 a -3,70	17,7	2,11	1,86	1,55
S - 1	MI - 3 de -4,25 a -5,20	19,5	2,13	1,78	-
S - 2	MI - 1 de -0,40 a -0,85	18,6	2,02	1,7	1,6



S - 2	MI - 2 de -1,20 a -1,50	16,7	2,11	1,8	1,48
S - 2	MI - 3 de -2,90 a -3,60	8,6	1,67	1,54	-
MEDIA		16,14	2,03	1,75	1,62

3.2. RED DE COLECTORES

Se realizaron seis calicatas a lo largo de la futura red de colectores. La situación de las mismas se puede observar en el plano del apéndice “Plano de situación de sondeos y calicatas”.

En aquellas que se encuentren dentro del viario, se ejecutarán preferentemente en los arcenes de las carreteras, con el fin de interferir lo menos posible con el resto del tráfico. La altura necesaria no suele superar el metro y medio, y varía en función del espesor de las diferentes capas que vayan apareciendo durante la excavación. Estas son básicamente, el firme bituminoso del pavimento, las capas granulares de bases y subbases y materiales de la explanada. El espesor de unas y otras varía según el tipo de carretera de que se trate.

Los resultados obtenidos para cada una de ellas se muestran a continuación.

CALICATA 1	
PROFUNDIDAD (m)	MATERIAL
0 - 0,15	Firme bituminoso. Densidad: - t/m ³
0,15 - 0,45	Capas granulares. Densidad: - t/m ³
0,45 - 1,5	Explanada. Densidad: - t/m ³

CALICATA 2	
PROFUNDIDAD (m)	MATERIAL
0 - 0,20	Tierra vegetal. Densidad: 1,50 t/m ³
0,20- 1,60	Roca granítica moderadamente meteorizada. Densidad: 2,06 t/m ³

1,60 - 2	Roca granítica de menor meteorización. Densidad: 2,07 t/m ³
----------	---

CALICATA 3	
PROFUNDIDAD (m)	MATERIAL
0 - 0,3	Tierra vegetal. Densidad: 1,60 t/m ³
0,30 - 1,20	Esquisto meteorizado con matriz arenosa. Densidad: 2,46 t/m ³
1,20 - 1,90	Roca esquistosa sana. Densidad: 2,68 t/m ³

4. DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO

Se han estimado las condiciones de los materiales de la parcela y de la futura red de colectores en base a las observaciones de campo, ensayos mecánicos y de identificación de muestras realizados en laboratorio y a la experiencia en el comportamiento de estos materiales.

Como criterio de subdivisión se han considerado tres grandes grupos de comportamiento distinto como son los rellenos antrópicos y la cobertura vegetal, los suelos y las rocas.

Nivel Geotécnico 1 “Rellenos antrópicos y cobertura vegetal”

Dentro de esta unidad geotécnica, se han incluido los rellenos antrópicos, fruto del acondicionamiento de los viales existentes actualmente en la zona y la cobertura vegetal.

La cobertura vegetal muestra un color verde-marrón oscuro, alcanzando una profundidad variable entre 0,20 m y 0,50 m. Mientras, los rellenos de acondicionamiento de explanadas de viales presentan un espesor en torno a 0.60 a 1,40 m.

Nivel Geotécnico 2 “suelo residual de esquistos”



Se distinguen dos tipos de terreno en función del grado de meteorización: intensamente meteorizados (grados IV y V) y esquisto sano y moderadamente meteorizado (grado III y II).

Los esquisto muy meteorizados (grado IV y V) se presentan con espesores entre 2 y 6 m.

El esquisto sano y poco meteorizado (grado III y II) constituye el sustrato rocoso propiamente dicho.

5. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

A continuación, se describen una serie de recomendaciones constructivas para el correcto desarrollo y la adecuada planificación de las obras de las que consta el proyecto.

5.1.EXCAVABILIDAD

Para la colocación de la conducción, se proyecta la ejecución de zanjas de profundidad variable según la red de colectores, con un máximo de 5 m bajo la superficie topográfica actual.

A la vista de los resultados obtenidos en los reconocimientos realizados, los materiales que constituyen los rellenos de viales y cobertera vegetal que conforman los terrenos más superficiales de la zona objeto de estudio, resultarían fácilmente excavables mediante métodos mecánicos convencionales.

Del mismo modo, los suelos residuales meteorizados de la Unidad Geotécnica 2, existentes bajo los terrenos anteriormente descritos, son susceptibles de ser excavados mediante métodos mecánicos convencionales.

Por último, para la extracción de los materiales conformados por esquistos sanos y poco meteorizados que constituyen el sustrato rocoso propiamente dicho, sería necesario recurrir a métodos especiales de arranque tipo martillo picador o incluso voladuras controladas.

5.2.APROVECHAMIENTO DE LOS MATERIALES

A la vista de los reconocimientos efectuados, se ha estimado un espesor de rellenos de adecuación de viales y cobertera vegetal incluidos en el Nivel Geotécnico 1, del orden de 0.2 m a 0.8 m, los cuales, se clasificarían como Suelos Inadecuados según el PG3, por lo que, no podrían ser utilizados en ninguna de las unidades de obra que contempla el proyecto.

Este tipo de suelos (cobertura vegetal) tan solo podría ser usado para la revegetación de las zanjas repuestas en aquellas zonas en las que así lo exijan.

Por otro lado, el Nivel Geotécnico 2, correspondiente a los suelos residuales se han considerado como Suelos Tolerables, de manera que, de acuerdo con las recomendaciones del PG3, este tipo de suelos tan solo podrían ser usados para la formación de cualquiera de los rellenos, siempre y cuando éstos no correspondan a la formación de explanadas para firmes, para cuyo cometido se debería recurrir a materiales de préstamo.

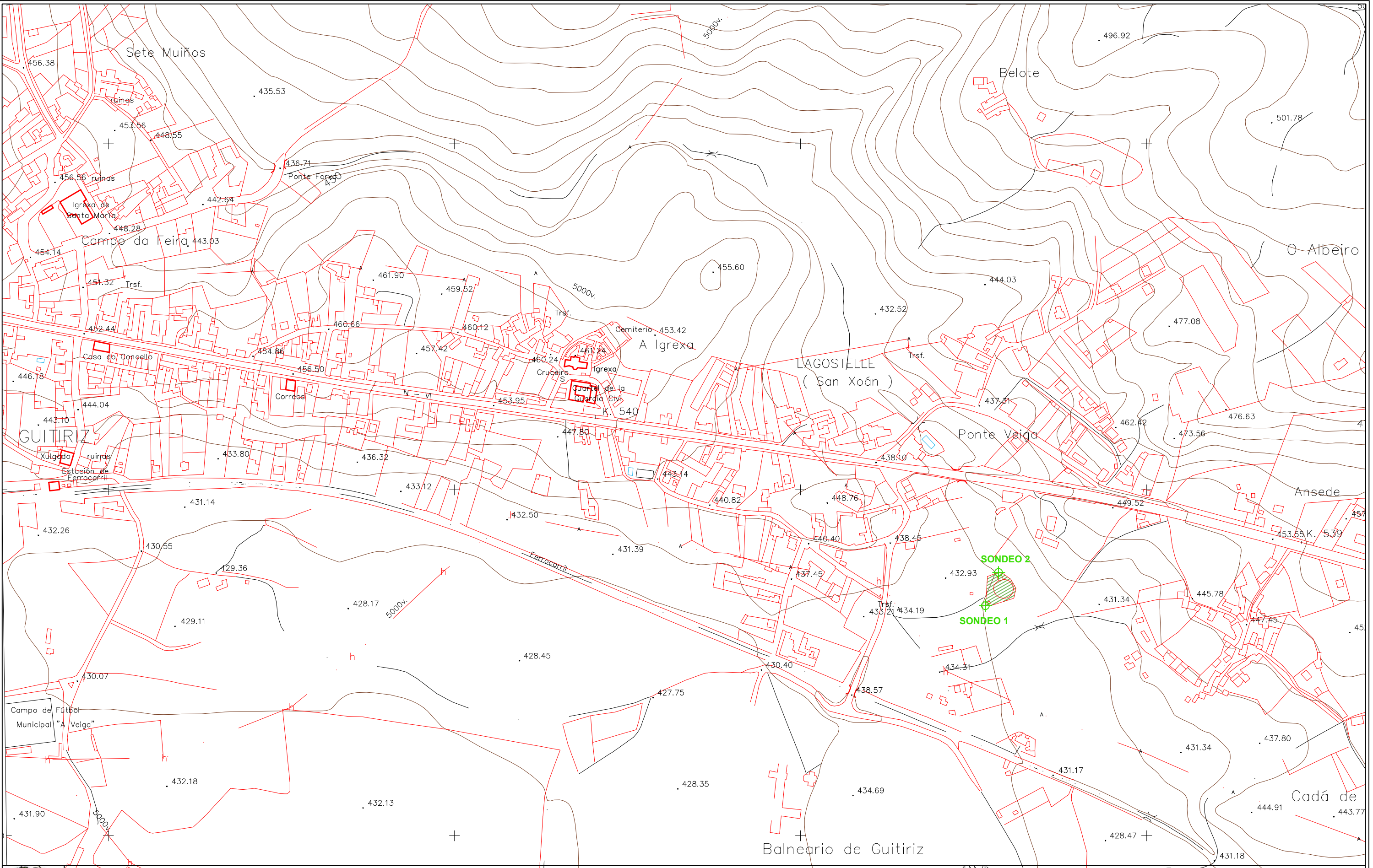
6. CONCLUSIONES

La zona en que se ubica el proyecto aparece clasificada como terreno con condiciones constructivas favorables.

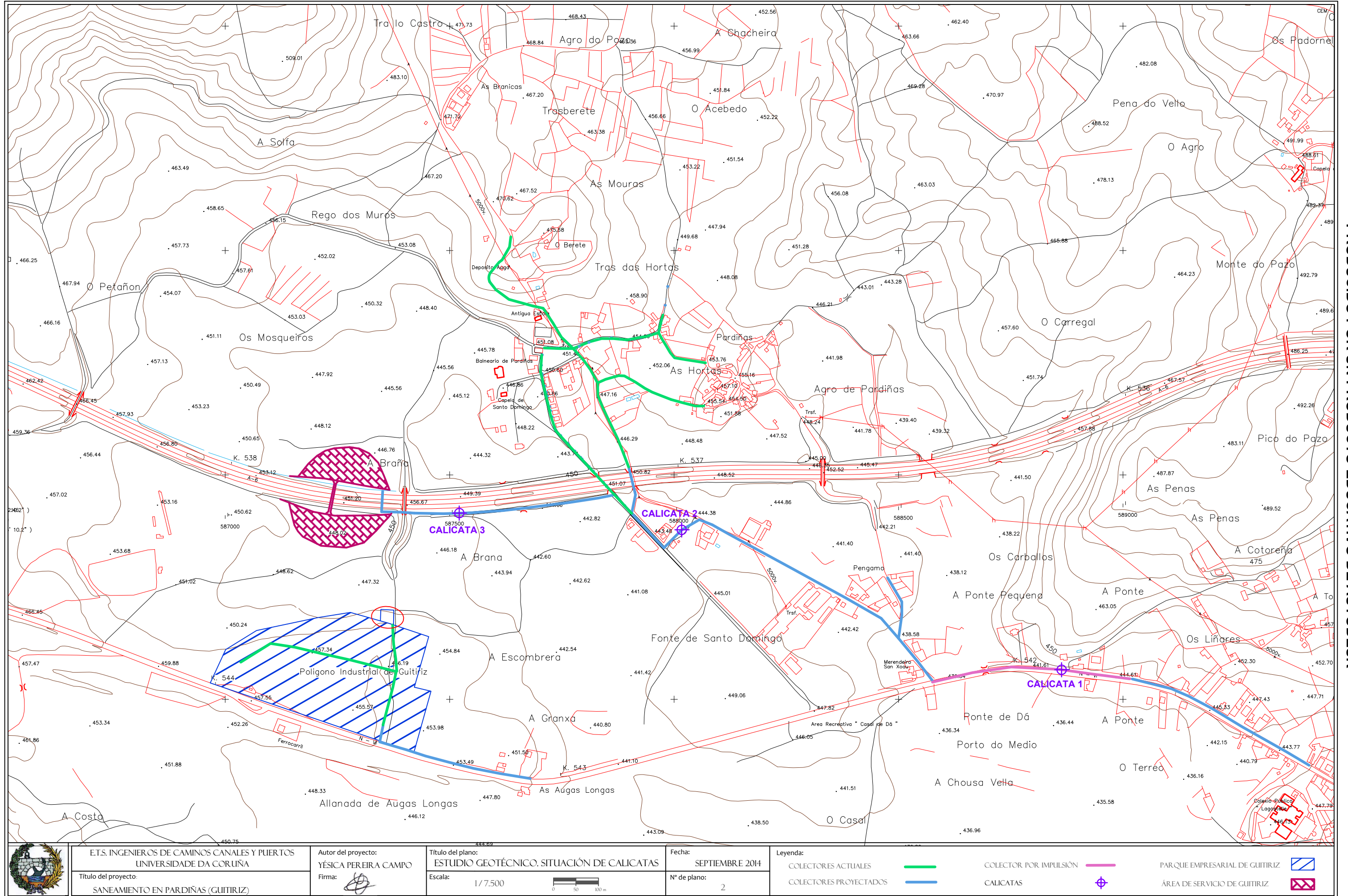


APÉNDICE. PLANOS DE SITUACIÓN DE LOS SONDEOS Y CALICATAS





	E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS UNIVERSIDADE DA CORUÑA	Autor del proyecto: YÉSSICA PEREIRA CAMPO	Título del plano: ESTUDIO GEOTÉCNICO. SITUACIÓN DE SONDEOS	Fecha: SEPTIEMBRE 2014	Leyenda: ED.AR. SONDEOS
	Título del proyecto: SANEAMIENTO EN PARDIÑAS (GUITIRIZ)	Firma:	Escala: 1 / 5000 	Nº de plano: I	





ANEJO Nº 8: SERVICIOS AFECTADOS



ÍNDICE

1. SERVICIOS AFECTADOS



1. SERVICIOS AFECTADOS

El objeto del presente anejo es la definición de los servicios afectados por la ejecución del proyecto.

Los servicios afectados debido a la ejecución de las obras proyectadas son fundamentalmente la N-VI, debido a que el colector y la impulsión van en paralelo a esta vía, y la carretera que comunica el núcleo rural de Pardiñas con la N-VI, debido a que las conducciones por gravedad que se construirán discurrirán por su trazado.

Debido al carácter académico del mismo, no se dispone de cartografía detallada sobre las redes de servicios existentes en la zona por lo que no se puede determinar si va a haber algún servicio afectado a mayores del viario de comunicación.

Hay que resaltar que las conducciones de saneamiento dimensionadas discurrirán a una profundidad mínima de 1.2 metros, intentando de este modo no interferir en la redes de electricidad, abastecimiento, telefonía, etc. Por tanto, en caso de que se produzca alguna afección, cabe esperar que sea de tipo puntual.



ANEJO Nº 9: JUSTIFICACIÓN DE PRECIOS





ÍNDICE

1. OBJETO

2. PRELIMINARES

3. JUSTIFICACIÓN DE PRECIOS

3.1. PRECIOS GENERALES

3.2. PRECIOS PARTICULARES

3.2.1. Red de saneamiento

3.2.2. E.D.A.R.



1. OBJETO

Con objeto de dar cumplimiento al artículo 1 de la Orden de 12 de junio de 1968 (BOE 27/7/68), modificado posteriormente por la Orden Ministerial de 21 de mayo de 1979 (BOE 28/5/79), se redacta el presente anejo donde se justifica el importe de los precios unitarios que figuran en el Cuadro de Precios del Documento nº 3: Presupuesto.

De acuerdo con el artículo 2 de la citada Orden, este anejo de justificación de precios no tiene carácter contractual.

2. PRELIMINARES

Los precios que se aplican en el presupuesto de este anteproyecto no están obtenidos por descomposición del precio de cada unidad de obra en cada una de sus partes, costes directos y costes indirectos, como procede en un proyecto constructivo. Pero como la finalidad de este anteproyecto no es la misma que la de un proyecto constructivo, no se ha llegado al detalle constructivo, por lo tanto cada elemento que constituye la totalidad de las obras descritas no está definido estrictamente con mediciones de cada uno de sus materiales, componentes, etc. Debido a esto, no se puede presupuestar cada unidad de obra de manera escrupulosa y rigurosa, teniendo que extrapolar cuánto costaría cada una de estas unidades en base al precio de las mismas en proyectos constructivos de características similares.

La descomposición de los precios elementales de un proyecto constructivo consta sigue el siguiente modelo:

❖ Costes directos: se consideran costes directos:

- La mano de obra, con sus pluses, cargas y seguros sociales, que interviene directamente en la ejecución de la obra.
- Los materiales a los precios resultantes a pie de obra, que quedan integrados en la unidad de que se trate o que sean necesarios para su ejecución.
- Los gastos de personal, combustible, energía, etc. que tengan lugar por el accionamiento y funcionamiento de la maquinaria e instalaciones utilizadas en la ejecución de la unidad de obra.

- Los gastos de amortización y conservación de la maquinaria e instalaciones anteriormente citadas.
- ❖ Costes indirectos: Se denominan costes indirectos a todos aquellos gastos no imputables directamente a unidades de obra concretas, sino al conjunto de la obra, tales como instalaciones de oficina a pie de obra, talleres y almacenes, así como los derivados del personal técnico y administrativo adscrito exclusivamente a la obra y que no intervengan directamente en la ejecución de obras concretas (ingenieros, ayudantes, encargados, vigilantes,...)

Para su determinación se aplica lo prescrito en los artículos 67 y 68 del Reglamento General de Contratación del Estado, y en la Orden de 12 de junio de 1968 del Ministerio de Obras Públicas, en donde se establecen las Normas Complementarias de los artículos 67 y 68 del Reglamento General.

El coste indirecto de cada unidad de obra es un porcentaje de los costes directos.

3. JUSTIFICACIÓN DE PRECIOS

3.1. PRECIOS GENERALES

En cuanto a lo que se refiere a los precios de los subcapítulos de:

- ✓ Actuaciones previas
- ✓ Movimiento de tierras
- ✓ Conducciones
- ✓ Demoliciones

Son obtenidos directamente de las bases de precios de PREOC 2014. Dicho de otra manera, todas las unidades de obra que están descritas en el primer punto del presupuesto, *MEDICIONES*, han sido valoradas conforme a bases de precios para la construcción oficiales.

3.2. PRECIOS PARTICULARES

3.2.1. Red de saneamiento



En cuanto al pozo de bombeo de la red de saneamiento se ha recurrido a un proyecto de saneamiento de similares caudales a bombear. Más concretamente, el caudal punta que es necesario bombear es de 23, 71 m³/h, y el pozo de bombeo que se ha tomado como referencia está diseñado para funcionar con un caudal punta de 20, 52 m³/h. Dado que el sistema está pensado para bombear sólo cuando el volumen de agua almacenada en el pozo permita que las bombas trabajen eficazmente, si el caudal que transporta la red es mayor, las dimensiones del pozo serán suficientes, incluso podrían ser menores porque las bombas no tendrán que esperar tanto a que se alcance un determinado nivel de agua para empezar a funcionar.

Las bombas a instalar son dos bombas sumergibles NP 3171 FLYGT, costando cada una de ellas 3.834,37 €.

Para presupuestar la totalidad del pozo de bombeo se han sumado los siguientes costes:

Estructura	
Encofrado + hormigón + acero	18.590,24€
Equipos	
Válvulas + tajadera + reja	10.389,50€
TOTAL POZO DE BOMBEO	28.979,74€

3.2.2. E.D.A.R.

Las obras a realizar en la E.D.A.R. se justifican a partir de proyectos de envergadura similar que mejor se adapten a cada elemento del proceso de depuración.

Se ha elegido como parámetro de comparación la población para el año horizonte de proyecto:

Población del presente proyecto	5.893 h-e
Población del proyecto de referencia	5.188 h-e

De este proyecto de referencia se han obtenido los siguientes precios unitarios de los siguientes elementos a construir en la nueva E.D.A.R.:

PRECIO TOTAL	VOLUMEN TOTAL	PRECIO / m ³
DESARENADOR-DESENGRASADOR		
63.950,34	36,75	1.740,15
REACTOR BIOLÓGICO		
190.000,00	662,18	286,93
DECANTADOR SECUNDARIO		
76.000,00	259,00	293,44
ESPESADOR DE FANGOS		
17.000,00	30,39	559,39

En el *DOCUMENTO Nº 3: PRESUPUESTO* estos precios totales incluyen la obra civil y los equipos mecánicos de cada elemento. En concreto, cada uno de ellos está compuesto de:

Desarenador – desengrasador:

Obra civil.....	7.346,52 €
Excavación + acero + hormigón + encofrado + sellado de juntas + escalera + barandilla	
Equipos mecánicos.....	56.603,82 €
Grupo soplante + carrete pasamuros + tubería de acero galvanizado electrosoldado + difusor aire + válvula de mariposa + manómetro de esfera + vertedero + puente barredor + válvula de compuerta + tolva de grasas + grupo de motobomba centrífuga + clasificador lavador de arenas + contenedor metálico	
TOTAL DESARENADOR-DESENGRASADOR	63.950,34 €

Reactor biológico:

Obra civil.....	58.282,28 €
Excavación + acero + hormigón + encofrado + sellado de juntas + escalera + barandilla	
Equipos mecánicos.....	131.717,72 €
Carrete pasamuros + medidor caudal + vertedero + compuerta mural + grupo motosoplante + sistema aireación	
TOTAL REACTOR BIOLÓGICO	190.000,00 €



Decantador secundario:

Obra civil.....	55.067,34 €
Excavación + acero + hormigón + encofrado + sellado de juntas + escalera + barandilla	
Equipos mecánicos.....	20.932,66 €
Puente barredor + vertedero + carrete pasamuros + válvula de compuerta + grupo motobomba	

TOTAL DECANTADOR SECUNDARIO 76.000,00 €

Espesador de fangos:

Obra civil.....	12.185,35 €
Excavación + acero + hormigón + encofrado + sellado de juntas + escalera + barandilla	
Equipos mecánicos.....	4.814,65 €
Puente barredor + vertedero + carrete pasamuros + válvula de compuerta + grupo motobomba	

TOTAL ESPESADOR DE FANGOS 17.000,00 €